



Fachbereich 13 Bau- und Umweltingenieurwissenschaften

Master of Science: Bauingenieurwesen

von Sirko Lehmann, B.Sc.

Realmaßstäbliche Überströmversuche zur Ermittlung der Deckwerksstabilität eines grasbewachsenen Deichs

*Full-scale experiments on the overtopping of a grass-covered dike for the
assessment of bank protection stability*

Abgabe: 23.02.2015

Betreuer: Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Professor Dr.-Ing. Boris Lehmann

Dr.-Ing. Jens-Uwe Wiesemann
Dipl.-Ing. Hendrik Ramm
Dipl.-Ing. Ralf Bindernagel

Verfasser: Sirko Lehmann (Matrikel Nummer 1460199)
Hdy.: 0152 / 33824253 | Sirko.Lehmann@gmx.de

Verzeichnisse

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnisse.....	1
Inhaltsverzeichnis	1
Formelzeichen und Begriffe	3
Abbildungsverzeichnis	6
Tabellenverzeichnis	8
1. Einleitung	10
2. Grundlagen	12
2.1. Hydraulische Berechnungsgrundlagen	12
2.2. Geotechnische Nachweise	15
2.3. Deichüberströmungen	16
3. Aufbau des realmaßstäblichen Versuchsstandes	23
3.1. Aufbau des Forschungsdeiches	23
3.2. Eingesetzte Messgeräte während der Großversuche.....	29
3.3. Zu untersuchende Grassaat	35
4. Durchführung der realmaßstäblichen Versuche	38
4.1. Versuche auf dem 1. Überströmbereich (NW, Schlacke-Kern)	40
4.2. Versuche auf dem 2. Überströmbereich (SO).....	45
4.2.1. Erster Versuchsblock (August 2014).....	47
4.2.2. Zweiter Versuchsblock (November 2014)	49
5. Auswertung / Ergebnisse der Überströmungsversuche	53
5.1. Schadensbild der Böschung nach dem 2. Überströmblock.....	55
5.2. Berechnung der auftretenden hydraulischen Belastungen	57
6. Geotechnische Analyse der Deichdeckschicht	64

6.1. Laborversuche zur Bestimmung der Bodenparameter.....	64
6.1.1. Benennen und Klassifizieren des Bodens.....	66
6.1.2. Wassergehalt der Bodenproben	68
6.1.3. Wasserdurchlässigkeit der Bodenproben.....	68
6.1.4. Glühverluste	69
6.1.5. Dichteanalysen.....	71
6.1.6. Scherparameter und Verformungsmodul	71
6.2. In situ Versuche zur Bestimmung der Lagerungsdichte	73
6.2.1. Bestimmung der Lagerungsdicht durch DPH und DPL	73
6.2.2. Bestimmung des oberflächennahen dynamischen Verformungsmoduls.....	76
7. Standsicherheit des Deiches	78
7.1. Bestimmung der Bodenparameter	80
7.2. Standsicherheit der Böschung.....	81
7.2.1. Mechanische Modellbildung	81
7.2.2. Grundlagen zur Standsicherheit der Böschung gegen Gleiten	82
7.2.3. Parameter des Nachweises.....	84
7.2.4. Nachweisführung.....	87
7.2.5. Interpretation und Variation des Nachweises	91
8. Stabilität der überströmten grasbewachsenen Böschung.....	92
9. Zusammengefasste Ergebnisse und Ausblick.....	101
Danksagung	104
Verzeichnisse.....	106
Abkürzungsverzeichnis	106
Literaturverzeichnis.....	107
Eidesstattliche Versicherung	113

Formelzeichen und Begriffe

arabische Buchstaben

a	Konstante in Gleichung 8; 1,35 für rechteckige Gerinne	[-]
A_c	Wirkfläche der Kohäsion	[m ²]
A_i	durchflossener Querschnitt an der Station i	[m ²]
A_r	Verhältnis der Wurzel- zur Scherfläche	[m ² /m ²]
A_v	Scherfläche der Bodennägel	[mm ²]
b	Überströmbreite	[m]
c'_k	charakteristische Kohäsion des Bodens	[kN/m ²]
$c'_{k, w}$	charakteristische Kohäsion von Wurzeln	[kN/m ²]
$c_{L, m}$	tiefengemittelte Luftkonzentration im belüfteten Strom	[%]
d	Durchmesser des Bodennagels	[mm]
d_{hy}	hydraulischer Durchmesser ($4 \cdot r_{hy}$)	[m]
E_k	charakteristische Bemessungskraft der Einwirkungen	[kN/m ²]
E_d	Bemessungskraft der Einwirkungen	[kN/m ²]
E_{vd}	dynamischer Verformungsmodul (aus DPD)	[MN/m ²]
Fr	Froude-Zahl (strömend $< Fr = 1 <$ schießend)	[-]
f_{yk}	charakteristische Fließgrenze des Stahls der Erdnägel	[N/mm ²]
g	Erdbeschleunigung (i.d.R. 9,81 m/s ²)	[m/s]
G_k	charakteristische einwirkende Gewichtskraft	[kN/m ²]
h_i	Wassertiefe an der Station i	[m]
h_{grenz}	Grenztiefe, an der ein Fließwechsel stattfindet	[m]

$h_{v,i}$	Verlusthöhe an der Station i	[m]
I_E	Energieliniengefälle	[%]
$I_{E,m}$	mittleres Energieliniengefälle	[%]
I_s	Sohlgefälle	[%]
j	Laufvariable einer Summation	[-]
k_{st}	Strickler-Beiwert	[m ^{1/3} /s]
$k_f, 10, \text{Oberboden}$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Oberbodens bei 10°C	[m/s]
$k_f, 10, \text{Wühltierschutz}$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Wühltierschutzes bei 10°C	[m/s]
Δl	Iterationsschrittgröße	[m]
$l_{u,i}$	benetzter Umfang an der Station i	[m]
m	Mächtigkeit der Bodenschicht	[m]
n	Anzahl der Bodennägel (Gleichung 19)	[-]
n	Manning-Beiwert mit $n = 1/k_{st}$	[s/m ^{1/3}]
N_k	charakteristische Normalkraft	[kN/m ²]
p_i	Wasserdruck an der Station i	[N/m ²]
Q	Hydraulischer Durchfluss	[m ³ /s]
$R_{t,d}$	Widerstandskraft gegen Gleiten	[kN/m ²]
$r_{hy,i}$	hydraulischer Radius an der Station i	[m]
$r_{hy,m}$	Mittelwert des hydraulischen Radius	[m]
S_k	Strömungskraft	[kN/m ²]
v_i	Geschwindigkeit an der Station i	[m/s]
$v_{L, i}$	Geschwindigkeit des belüfteten Stroms an der Station i	[m/s]
v_m	Mittelwert der Geschwindigkeit	[m/s]

v_o	Geschwindigkeit an der Station o (oben, vgl. Abbildung 1)	[m/s]
v_u	Geschwindigkeit an der Station u (unten, vgl. Abbildung 1)	[m/s]
$V_{c,Rd}$	Bemessungswert des Scherwiderstandes von Stahl	[kN/m ²]
Δw	Änderung des Wasserstands im Iterationsschritt	[m]
w_i	Wasserstand an der Station i	[m]
z_i	geodätische Höhe	[m]

griechische Buchstaben

α	Korrekturfaktor in Gleichung 4	[-]
β	Verlustbeiwert in Gleichung 4	[-]
β	Böschungswinkel	[°] oder [-]
$\delta_{s,k}$	Sohldreibungswinkel einer Gleitfläche	[°] oder [-]
φ'_k	Reibungswinkel des Bodens	[°]
ρ	Dichte des Wassers (temperaturabhängig, $\approx 1000 \text{ kg/m}^3$)	[kg/m ³]
$\sigma_{t, w}$	Zugfestigkeit einer Wurzel	[N/mm ²]
$\tau_{0, i, l}$	Schubspannung an der Sohle infolge Gleichung 11	[N/m ²]
$\tau_{0, i, v}$	Schubspannung an der Sohle infolge Gleichung 12	[N/m ²]
$\tau_{0, \max}$	maximale Schubspannung unter Normalabflussbedingungen	[N/m ²]
λ	Rohrreibungszahl	[-]
$\gamma / \gamma_r / \gamma' / \gamma_w$	Wichte des Bodens (feucht/gesättigt/unter Auftrieb/Wasser)	[kN/m ³]
$\gamma_{G, dst} / \gamma_{M0} / \gamma_{R, h}$	Teilsicherheitsbeiwert	[-]

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Verlauf von Wasserspiegel sowie Energie- und Drucklinie bei steilen Gerinnen (Heinemann, 2003)	13
Abbildung 2: Ansatz des Mannig-Beiwertes für Graßnarben (Böschung flacher als 1:10) (Hewlett, 1987)	19
Abbildung 3: Ansatz des Mannig-Beiwertes für Graßnarben (Böschung steiler als 1:10) (Hewlett, 1987)	19
Abbildung 4: Widerstandsfähigkeit verschiedener Schutzschichten gegen Überströmung über die Zeit (Hewlett, 1987, S. 31)	20
Abbildung 5: idealisierter schematischer Deichaufbau im Überströmungsbereich, zweifach überhöhter Maßstab	24
Abbildung 6: schematischer Schnitt durch den oberen Deichaufbau	25
Abbildung 7: beispielhafter Aufbau des Erdnagelrasters	26
Abbildung 8: Erdnagel	26
Abbildung 9: fest installierte Komponenten des Versuchsdeiches	27
Abbildung 10: CS2 Korrelations-Keilsensor auf der Deichkrone	29
Abbildung 11: Versuchsstandaufbau der Ultraschall-Abstands-Sensoren mit Messarmen	30
Abbildung 12: Aufbau der Ultraschall-Abstands-Sensoren	31
Abbildung 13: Messung mit der magnetisch induktiven Messbirne	32
Abbildung 14: Versuchsaufbau, Messstand, Schnurgerüst und Leitbohlen	32
Abbildung 15: Messstreifen zur Wasserstands-Überprüfung	33
Abbildung 16: Detailansicht der Grasnarbe an zwei exemplarischen Stellen des 2. Überströmfeldes	36
Abbildung 17: Verschiedene Wurzeln der Grasnarbe	37
Abbildung 18: Positionen der Sensoren	40
Abbildung 19: Angaben zu den Positionen der Sensoren 1 bis 5	41
Abbildung 20: Erster Überströmbereich, startender Versuch 4 mit Beschriftungen	42
Abbildung 21: linker Rand des 1. Versuchsfeldes mit durch Sandsäcke gesicherten Vorschäden	43
Abbildung 22: Sandsacksicherung nach kurzer Überströmung	43

Abbildung 23: Schädigung des Oberbodens bis zum Combigrid® mit Initialschadentrigger	44
Abbildung 24: Erosions- / Herausziehschäden auf der Böschung des 1. Versuchsfeldes...	44
Abbildung 25: Positionen der Sensoren bei den Versuchen 12 und 13 (17.11.2014).....	46
Abbildung 26: Schäden durch Überströmung am zweiten Versuchsfeld, nach Versuch 8.	47
Abbildung 27: landseitige Deichböschung zweiter Versuchsblock (Überströmungsbereich)	49
Abbildung 28: landseitige Deichböschung nach dem zweiten Versuchsblock (Überströmbereich).....	50
Abbildung 29: Fixpunkt der Messung der Ausbreitung der Schädigung	51
Abbildung 30: Vollständig eingeschraubte Schraube.....	51
Abbildung 31: leicht freigelegte Schraube	51
Abbildung 32: Deichbruch an der Pumpe	52
Abbildung 33: Daten der UAS (Versuch 11)	53
Abbildung 34: Daten des Keilsensors (Versuch 11)	53
Abbildung 35: Längsprofil der Geschwindigkeiten und Wassertiefen auf der Deichkrone (Versuch 19)	54
Abbildung 36: Querprofile der Geschwindigkeiten und Wassertiefen auf der Deichkrone (Versuch 19)	54
Abbildung 37: Schadensbild am Versuchsende mit Erläuterungen	56
Abbildung 38: beispielhafte Spiegellinieniteration des Versuchs 19 (unbelüftet)	58
Abbildung 39: Lufteintrag an der Wasseroberfläche in einem steilen Gerinne (Heinemann, 2003, S. 147).....	60
Abbildung 40: Beginn der Selbstbelüftung	60
Abbildung 41: beispielhafte Spiegellinieniteration des Versuchs 19 (belüftet)	63
Abbildung 42: Lage der Schürfe 1 bis 3.....	64
Abbildung 43: Kornverteilung des Oberbodens.....	66
Abbildung 44: tiefenabhängige Glühverluste im 1. Versuchsfeld	69
Abbildung 45: tiefenabhängige Glühverluste im 1. Versuchsfeld	69
Abbildung 46: tiefenabhängige Glühverluste im Zwischenbereich	70
Abbildung 47: Auswertung aller drei Scherversuche.....	72

Abbildung 48: Sondierungen und Plattendruckversuche im 1. Versuchsfeld; Maßstab: 1:200	73
Abbildung 49: Sondierungen und Plattendruckversuche im 2. Versuchsfeld; Maßstab: 1:200	74
Abbildung 50: DPL 2a 2. Überströmfeld, nach dem Anker.....	75
Abbildung 51: DPL V4, 1. Überströmfeld, vor dem Zuganker.....	75
Abbildung 52: Schwere Ramsondierung durch den Deich bis zum natürlichen Boden	75
Abbildung 53: Positionen und E_{vd} -Werte [MN/m ²] der DPD-Versuche des 1. Versuchsfeldes; Maßstab 1:200.....	76
Abbildung 54: Positionen und E_{vd} -Werte [MN/m ²] der DPD-Versuche des 1. Versuchsfeldes; Maßstab 1:200.....	77
Abbildung 55: wirkende Kräfte - durchströmte unendliche Böschung (lineare Gleitlinie), zweifach überhöht.....	81
Abbildung 56: Vergleich der maximalen Geschwindigkeit mit den Angaben im Ciria-Report 116 (Hewlett, 1987); mit Versuchsergebnissen 8 - 19	95
Abbildung 57: Umrechnung der maximalen Geschwindigkeiten (Ciria) in Sohlschubspannungen,.....	96

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: zulässige Belastungen einer Rasenfläche	20
Tabelle 2: Saatzusammensetzung (RP Darmstadt, 2014); Abbildungen (Deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014).....	35
Tabelle 3: Überblick über die Großversuche des ersten Versuchsblockes.....	38
Tabelle 4: Überblick über die Großversuche des zweiten Versuchsblockes.....	39
Tabelle 5: Positionsdaten der Sensoren in den Versuchen 1 bis 7, erster Überströmblock, 1. Überströmfeld	43
Tabelle 6: Positionsdaten der Sensoren in den Versuchen 1 bis 7, erster Überströmblock, 1. Überströmfeld	45

Tabelle 7: Positionsdaten der Sensoren in den Versuchen 12 und 13, 2. Überströmfeld (17.11.2014).....	46
Tabelle 8: minimale erreichte Wassertiefen, sowie maximal aufgetretene Geschwindigkeiten und Schubspannungen der Großversuche, unbelüftet berechnet.....	59
Tabelle 9: minimale erreichte Wassertiefen, sowie maximal aufgetretene Geschwindigkeiten und Schubspannungen der Großversuche, belüftet berechnet.....	62
Tabelle 10: Teilsicherheitsbeiwerte vorübergehend (BS-T) und außergewöhnlich (BS-A).....	79
Tabelle 11: Bodenkennwerte des Deiches, ¹ eigene Versuche, ² (Steuernagel, 2007), ³ (Engel, Franke, Winkler, & Bartl, 2010).....	80
Tabelle 12: Gewichtskräfte der einzelnen Lastfälle	85
Tabelle 13: Gleitnachweis im trockenen Zustand, ohne Erdnägel und Wurzelkohäsion....	87
Tabelle 14: Gleitnachweis im vollkommen durchströmten Zustand, ohne Erdnägel und Wurzelkohäsion	87
Tabelle 15: Gleitnachweis im vollkommen durchströmten Zustand, mit Erdnägeln und ohne Wurzelkohäsion	88
Tabelle 16: Gleitnachweis im vollkommen durchströmten Zustand, mit Erdnägeln und Wurzelkohäsion ($c_w = 0,6 \text{ kN/m}^2$)	90

1. Einleitung

Das Leben an Gewässern ist jeher mit den Launen der Natur verbunden. Schäden durch Überschwemmungen zählen zu den zehn größten Sachschadensursachen, wie eine Pressemitteilung der Versicherungsgesellschaft Allianz (2014) berichtet.

Besonders durch den Bruch eines Deiches entstehen lokal sehr große Sachschäden. Auch im Bundesland Hessen stehen umfangreiche Deichsanierungsmaßnahmen bevor. Eine sinnvolle Variante, übermäßigen Schäden in besiedelten Gebieten vorzubeugen, ist das planmäßige Entlasten der Deiche und das damit verbundene Kappen der Hochwasserspitze des betreffenden Fließgewässers. Um dies zu erreichen, sollen Deichstrecken so ertüchtigt werden, dass sie im Hochwasserfall planmäßig überströmt werden können und dabei Gebiete als Retentionsraum nutzen, an denen keine oder wenig Schäden auftreten, zum Beispiel Polder, Äcker und Sportplätze (Nachtnebel, 2006, S. 25). Wie wirkungsvoll diese Art des Hochwasserschutzes sein kann, zeigt Heerten (2006, S. 4).

Ein normaler Flussdeich ist in der Regel nicht dafür geeignet, einer längeren Überströmung standzuhalten. Ein überströmter Erdwall bricht bereits nach sehr kurzer Belastung. Wie lange ein Erdwall einer solchen Belastung standhält, hängt von verschiedensten Faktoren wie Bodenmaterial, Verdichtung, Oberflächenabdeckung, Böschungswinkel und ggf. vorhandenen Geotextilen ab. In der Regel werden solche Überströmstrecken daher mit Beton oder Wasserbausteinen geschützt. Aus gestalterischen Gründen ergänzt man dies mit einer Opferschicht (Grasnarbe), um diese Bereiche dem restlichen Deich optisch anzupassen.

Von September 2003 bis Dezember 2014 wurden an einem eigens hierfür vom Regierungspräsidium Darmstadt errichteten Versuchsdeich im Maßstab 1:1 Versuche durchgeführt. Vor drei Jahren wurde eine spezielle Grassaat als Deckwerk eingebaut. Diese nun gewachsene Grasnarbe soll auf ihren Überströmwiderstand geprüft werden und darüber hinaus sollen Grenz- und Schwellenwerte aus der Belastung abgeleitet werden.

Thema dieser Thesis ist das Durchführen von Überströmversuchen am vorhandenen Forschungsdeich. Das Vorhaben bestand darin, den Deich so lange mit Überströmung zu beaufschlagen, bis er versagt oder sich das Versagen deutlich ankündigt. Daraus sollte die hydraulische Belastbarkeit der Grasnarbe und der darunter liegenden, mit Geotextilien bewehrten Bodenschicht abgeleitet werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden insgesamt 22 Versuche mit einer Gesamtlaufzeit von 28 h in zwei Messblöcken (August 2014, November 2014) durchgeführt.

Folgende Punkte werden in dieser Arbeit bearbeitet:

- Recherche von veröffentlichten Publikationen
- Darstellung des Forschungsdeichaufbaus
- Vorhandene Bedingungen für den realmaßstäblichen Überströmversuch
- Beschreibung der Versuchsdurchführung
- Aufbereitung der im Versuch erhobenen Daten
- Auswertung und Vergleich der Versuchsdaten mit der Fachliteratur
- Geotechnische Bewertung des Deiches durch Labor- und Feldversuche
- Belastbarkeit des Bodenpakets und geotechnische Nachweise
- Schlussfolgerungen und Fazit

Auf der Grundlage der geotechnischen und hydraulischen Erkenntnisse soll eine Einschätzung bezüglich der Widerstandsfähigkeit der Deichgrasnarbe der Widerstandsfähigkeit der Grasnarbe des Deiches hergeleitet werden. Dies schließt sowohl den Aufbau als auch die hydraulische Belastung (Intensität und Dauer) ein. Letztendlich wird die im Forschungsdeich ausgeführte Sanierungsvariante bewertet und ein Ausblick darauf gegeben, welche zukünftigen Untersuchungen notwendig sind.

2. Grundlagen

2.1. Hydraulische Berechnungsgrundlagen

Iterative Spiegellinienberechnung:

Die Wassertiefe und die Fließgeschwindigkeit des überströmenden Wassers über die Deichkrone und die Deichböschung ändern sich kontinuierlich. Mithilfe des Energieerhaltungssatzes, der Kontinuitätsgleichung und der Fließformel nach Gauckler-Manning-Strickler kann dies wie folgt berechnet werden:

Bernoulli-Energieerhaltung:	$\frac{v_i^2}{2 \cdot g} + \frac{p_i}{\rho \cdot g} + z_i + h_{v,i} = const.$	Gleichung 1
-----------------------------	---	-------------

Kontinuitätsgleichung:	$Q = v_i \cdot A_i = v_i \cdot b \cdot h_i = const.$	Gleichung 2
------------------------	--	-------------

Wasserstand:	$w_i = \frac{p_i}{\rho \cdot g} + z_i$	Gleichung 3
--------------	--	-------------

Iterative Spiegellinienberechnung:	$\Delta w = I_{E,m} \cdot \Delta l - \alpha \cdot \beta \cdot \frac{v_o^2 - v_u^2}{2g}$	Gleichung 4
------------------------------------	---	-------------

Fließformel nach Strickler	$I_{E,m} = \frac{v_m^2}{k_{st}^2 \cdot r_{hy,m}^{4/3}}$	Gleichung 5
----------------------------	---	-------------

Hydraulischer Radius	$r_{hy,i} = \frac{A_i}{l_{u,i}}$	Gleichung 6
----------------------	----------------------------------	-------------

Froude-Zahl	$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$	Gleichung 7
-------------	-----------------------------------	-------------

Luftkonzentration (Heinemann, 2003)	$c_{L,m} = 1 - \frac{1}{\frac{a}{k_{st}} \left(\frac{v_i}{\sqrt{g \cdot r_{hy}}} \right)^{2/3} + 1}$	Gleichung 8
--	---	-------------

Fließgeschwindigkeit, belüftet	$v_{L,i} = v_i \cdot (1 - c_{L,m}^2)$	Gleichung 9
--------------------------------	---------------------------------------	-------------

a: Konstante [-] = 1,35 für rechteckige Rinne

A_i : durchflossener Querschnitt [m²]

$c_{L,m}$: Luftkonzentration, voll belüftet [%]

b: Überströmbreite [m]

Fr: Froude-Zahl [-]

g: Erdbeschleunigung [m/s]

 v_i : Geschwindigkeit (Station i) [m/s] h_i : Wassertiefe [m] $v_{L,i}$: Geschwindigkeit (belüftet an i) [m/s]

$h_{v,i}$: Verlusthöhe [m]

v_0 : Geschwindigkeit (oben) [m/s]

$I_{E,m}$: mittleres Energieliniengefälle [%]

v_u : Geschwindigkeit (unten) [m/s]

 Δl : Iterationsschrittgröße [m]

w_i : Wasserstand [m]

k_{st} : Strickler-Beiwert [$m^{1/3}/s$]

Δw : Wasserstandsänderung [m]

 $l_{u,i}$: benetzter Umfang (Station i) [m] z_i : geodätische Höhe [m]

p_i : Wasserdruck [N/m²]

α : Korrekturbeiwert [-]; hier = 1

Q: Durchfluss [m³/s]

β : Verlustbeiwert [-]; hier = 1

 $r_{hy,i}$: hyd. Radius (Station i) [m]

ρ : Dichte des Wassers [kg/m³]

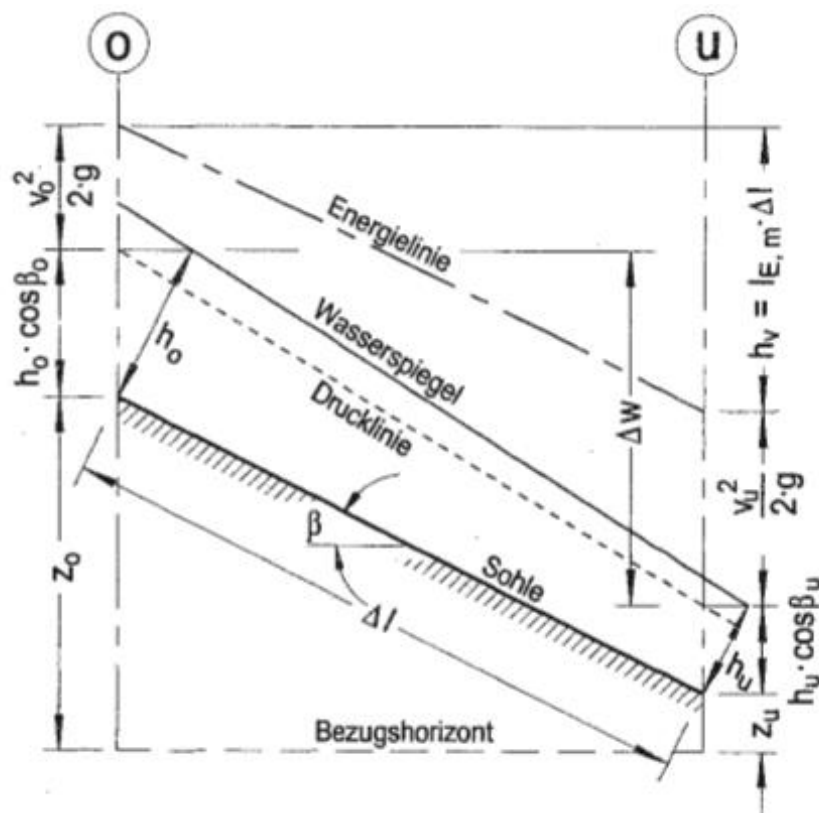
 $r_{hy,m}$: hyd. Radius (Mittelwert) [m]

Abbildung 1: Verlauf von Wasserspiegel sowie Energie- und Drucklinie bei steilen Gerinnen (Heinemann, 2003)

Bei einer unendlichen Böschungslänge stellt sich ein Energiegefälle ein, welches dem des Sohlgefälles entspricht:

$$I_{E,\infty} = I_S = \tan(\beta) \quad \text{Gleichung 10}$$

Dabei sind:

I_S : Sohlgefälle [%]

$I_{E,\infty}$: Energielinie im Unendlichen [%]

Schubspannungsberechnung

Die Strömung erzeugt eine Schubspannung auf der Sohle. Diese lässt sich nach den Gleichungen 8 und 9 beschreiben.

$$(\text{Saenger, 2010}) \quad \tau_{0,i,l} = \rho \cdot g \cdot h_i \cdot I_E \quad \text{Gleichung 11}$$

$$(\text{Heinemann, 2003}) \quad \tau_{0,i,v} = \frac{\lambda}{8} \cdot v_i^2 \cdot \rho \quad \text{Gleichung 12}$$

$$\text{mit Rohrreibungszahl} \quad \lambda = \frac{124,58}{k_{st}^2 \cdot d_{hy}^{1/3}} \quad \text{Gleichung 13}$$

Dabei sind:

$\tau_{0,i,l}$: Schubspannung an der Sohle [N/m²] d_{hy} : hydraulischer Durchmesser ($4r_{hy}$) [m]

$\tau_{0,i,v}$: Schubspannung an der Sohle [N/m²] λ : Rohrreibungszahl [-]

I_E : Energieliniengefälle [%]

2.2. Geotechnische Nachweise

Nach EC-7 (2013) sind geotechnische Nachweise in der Form der Gegenüberstellung der Bemessungskräfte der Einwirkungen mit den Bemessungskräften der Widerstände zu führen: $E_d < R_d$. Ein Versagen der Grasnarbe ist durch den Nachweis der Gleitsicherheit (gerade Gleitlinie) zu führen. Im Falle der Deichüberströmung ist die Reibungskraft (Gleichung 8 bzw. 9) auf der Seite der einwirkenden Kräfte zu berücksichtigen. Abhängig davon, ob der Nachweis in einer Gleitfläche oder in einer Bruchfläche im Bodenmaterial zu führen ist, ergeben sich unterschiedliche Reibungswiderstände (Gleichungen 12 und 13). Bei einer durch Erdnägeln vernagelten Bodenstruktur versagen die Erdnägeln i.d.R. durch Abscheren. Dieses Abscherverhalten kann mit den Gleichungen 15 und 16 beschrieben werden.

Einwirkende Kräfte	$E_d = \sum (\gamma \cdot m)_j \cdot \gamma_G \cdot \sin \beta = G_k \cdot \gamma_G \cdot \sin \beta$	Gleichung 14
--------------------	---	--------------

Widerstand einer Gleitfläche	$R_{t,d} = \frac{N_k \cdot \tan(\delta_{s,k})}{\gamma_{R,h}} \cdot \cos \beta + \frac{A_c \cdot c'_{k,w}}{\gamma_{R,h} \cdot \cos \beta}$	Gleichung 15
------------------------------	---	--------------

Widerstand einer Bruchfläche	$R_{t,d} = \frac{N_k \cdot \tan(\varphi'_k) \cdot \cos \beta}{\gamma_{R,h}} + \frac{A_c \cdot c'_k}{\gamma_{R,h} \cdot \cos \beta}$	Gleichung 16
------------------------------	---	--------------

Normalkraft	$N_k = \sum m_j \cdot \gamma'_j$	Gleichung 17
-------------	----------------------------------	--------------

Abscheren, Bodennägel	$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mo}}$	Gleichung 18
-----------------------	--	--------------

Scherfläche	$A_v = n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$	Gleichung 19
-------------	---	--------------

A_c : Wirkfläche der Kohäsion [m]

d: Durchmesser des Bodennagels

A_v : Scherfläche der Bodennägel [mm]

E_d : Bemessungskraft der Einwirkungen
(ohne Schubspannung)

c'_k : Kohäsion des Bodens [kN/m²]

f_{yk} : Fliesgrenze des Erdnagelstahls

$c'_{k,w}$ charakteristische Kohäsion von Wurzeln [kN/m²]

G_k : einwirkende Gewichtskraft

m: Mächtigkeit der einfließenden Bodenschicht [m]	β : Böschungswinkel [°]
n: Anzahl der Bodennägel pro m ² [n]	$\delta_{s,k}$: Sohlreibungswinkel einer Gleitfläche [°]
N_k : charakteristische Normalkraft [kN/m ²]	φ' : Reibungswinkel des Bodens [°]
$R_{t,d}$: Widerstandskraft gegen Gleiten [kN/m ²]	$\gamma/\gamma_r/\gamma'$: Wichte des Bodens (feucht/gesättigt/unter Auftrieb) [kN/m ³]
$V_{c,Rd}$: Scherwiderstand [kN/m ²]	$\gamma_{G,dst}/\gamma_{M0}/\gamma_{R,h}$: Teilsicherheitsbeiwert [-]

2.3. Deichüberströmungen

Scheitelwellen, die den Bemessungshochwasserstand überschreiten, können verschieden lange andauern. Im voralpinen Bereich kann die Dauer kurzzeitig sein ($T < 10$ h), an größeren Gewässern, wie der Donau, ist mit Scheitelwellen von bis zu mehreren Wochen zu rechnen (Haselsteiner, Mett, & Strobl, 2007, S. 52). Diese Scheitelwellen gilt es im Ernstfall sicher abzuleiten.

Bei der Ertüchtigung eines Deiches gegen Überströmung sind grundsätzlich zwei verschiedene Arten der Belastung denkbar:

- Überströmung im Katastrophenfall
- planmäßige Überströmung

In Deutschland richtet sich das Bemessungshochwasser nach der statistischen Wiederkehr des Hochwassers in Abhängigkeit des zu schützenden Hinterlandes (z.B.: Dörfer alle

100 Jahre, landwirtschaftliche Flächen alle 5 Jahre, DIN 19712). Je nach Situation und Gebiet kann eine Hochwasserspitze Stunden oder Wochen dauern (Haselsteiner, Mett, & Strobl, 2007, S. 52).

Der sanierte Deich sollte dann den Überströmungen bei beiden Belastungen standhalten können. Dabei sollte bei der Überströmung im Katastrophenfall unter Vermeidung eines Bruches der Sachschaden im Hinterland möglichst minimiert werden.

Überströmung einer Grasnarbe

Besonders die landseitigen Böschung (Böschungswinkel) und der landseitige Böschungsfuß müssen ausreichend gegen Erosion durch Überströmung gesichert werden (Haselsteiner, Mett, & Strobl, 2007, S. 53 & 55).

Um diese Sicherung zu erstellen, gibt es verschiedenste Ansätze (betoniert, Wasserbausteine, etc.). Im Weiteren beschäftigt sich diese Arbeit ausschließlich mit überströmtem Gras (Rasen) als Deckwerk. Dabei liegt das Hauptaugenmerk auf Grenz- und Schwellenwerten, auf zugehörigen Berechnungsmethoden und bekannten Versagensmechanismen.

Das Thema der grasnarbenbewehrten Deichüberströmung wird seit einigen Jahren (vgl. Hewlett (1987), Verheij et al. (1997), Haselsteiner et al. (2007)) erforscht. Das Bodenmaterial an Krone, Böschung und Deichfuß kann mithilfe einer Grasnarbe gegen überströmendes Wasser geschützt werden. Dies geschieht durch Stabilisierung des Korngerüsts mit Wurzelwerk sowie das Bilden einer Schutzschicht aus Blattwerk und Halmen, welche sich schützend umklappt (Hewlett, 1987, S. 13). Dieser Effekt kann jedoch auch verfehlt werden, indem die Durchwurzelung nicht tief genug reicht, um die obere Schicht im Deich zu verankern oder z.B. eine Dichtschicht unplanmäßig durchstoßen wird (Sýkora, 1999, S. 76). Nach Bieberstein (2004, S. 30) ist eine „lediglich mit humosem Oberboden und Grasbewuchs bedeckte Damm- bzw. Deichböschung“ ohne zusätzliche Sicherung nicht ausreichend gegen Überströmen gesichert. Grasnarben werden in den Niederlanden bereits erfolgreich zur Widerstandserhöhung von Deichen gegen Überströmung eingesetzt (Verheij, et al., 1997).

Deichbauwerke können neben den hier betrachteten kleinräumlichen Versagensarten ebenso großräumlich versagen. Dies geschieht durch das Versagen des gesamten Bodenkörpers bzw. seiner Gründung. Dabei gibt es folgende Arten des großräumlichen Versagens infolge Wasserdruck:

- Gleiten des Deiches auf seiner Basis
- Grundbruch des Deiches (sowohl aus Eigengewicht, als auch durch Aufkadung)
- Böschungsbruch des Deiches (in der Regel aufgrund von Aufkadung)
- Hydraulischer Grundbruch (Unterströmung des Deiches)

Außerdem können innere Erosionen bzw. Suffusionen (z.B. Piping) den Deichkörper beschädigen. Diese Versagensfälle können im Zusammenhang mit einer Deichüberströmung auftreten, werden hier aber nicht weiter untersucht.

Versagen einer Grasnarbe

Neben dem Versagen eines ganzen Bodenkörpers in Form eines Böschungsbruches kommt es bei länger anhaltender Belastung einer Grasnarbe durch fließendes Wasser zur Erosion. Die Ursache einer Erosion ist das Herauslösen einzelner Teile aus der Grasnarbe. Die Erosion kann folgende Formen haben (Hewlett, 1987, S. 13):

- Ablösung von einzelnen losen Pflanzenteilen
- Auskolkung von Wurzeln
- Herausziehen von Pflanzen oder Herausbrechen mit Erdmaterial
- Abschälen einer Grasmatte (ähnlich dem Rollrasen)
- Abrutschen der Oberbodenschicht samt der Grasnarbe
- druckaufbauende oder austretende Sickerströmung im Überströmbereich

Technische Grenz- und Richtwerte

Der Rauheitsbeiwert von Strickler k_{st} (im angelsächsischen Raum Mannig-Beiwert $n = 1/k_{st}$) einer Grasnarbe hängt maßgeblich von den physikalischen Eigenschaften, wie Grashöhe, Steifigkeit und Dichte der Halme und Interaktion mit der überfließenden Strömung ab. Im

Bereich von Ebenen (Böschungswinkel $\beta < 5,7^\circ$ bzw. 1:10) muss der Wert mit der sogenannten VR-Methode (Virtuell Engineering) bestimmt werden. Alternativ gibt der Ciria-Report 116 ein Diagramm an (vgl. Abbildung 2). Wird der Beiwert für eine Iteration der Spiegellinie benutzt, ist es nötig, den Beiwert mit zu iterieren. Für steile Gefälle ($\beta > 18^\circ$ bzw. 1:3) kann demnach ein Stricklerbeiwert von $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt werden. Abbildung 3 gibt Manning-Beiwerte für Böschungswinkel zwischen $5,7^\circ$ und 18° an (Hewlett, 1987, S. 28 - 29).

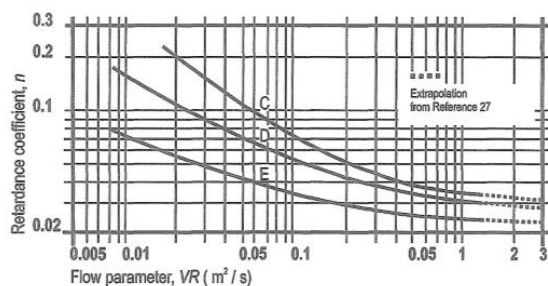


Abbildung 2: Ansatz des Mannig-Beiwertes für Graßnarben (Böschung flacher als 1:10) (Hewlett, 1987)

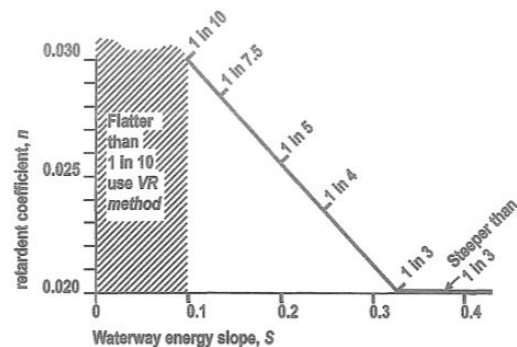


Abbildung 3: Ansatz des Mannig-Beiwertes für Graßnarben (Böschung steiler als 1:10) (Hewlett, 1987)

Die Widerstandsfähigkeit einer Grasnarbe gegen Überströmung hängt von einigen Faktoren ab. Abbildung 4 gibt einen empirisch ermittelten Überblick darüber, wie lange eine Grasnarbe einer Überströmung (hier ist charakterisierend die aufnehmbare Geschwindigkeit aufgetragen) standhält. Dabei sinkt die aufnehmbare Geschwindigkeit mit der Überströmungsdauer für alle grasartigen Strecken ab.

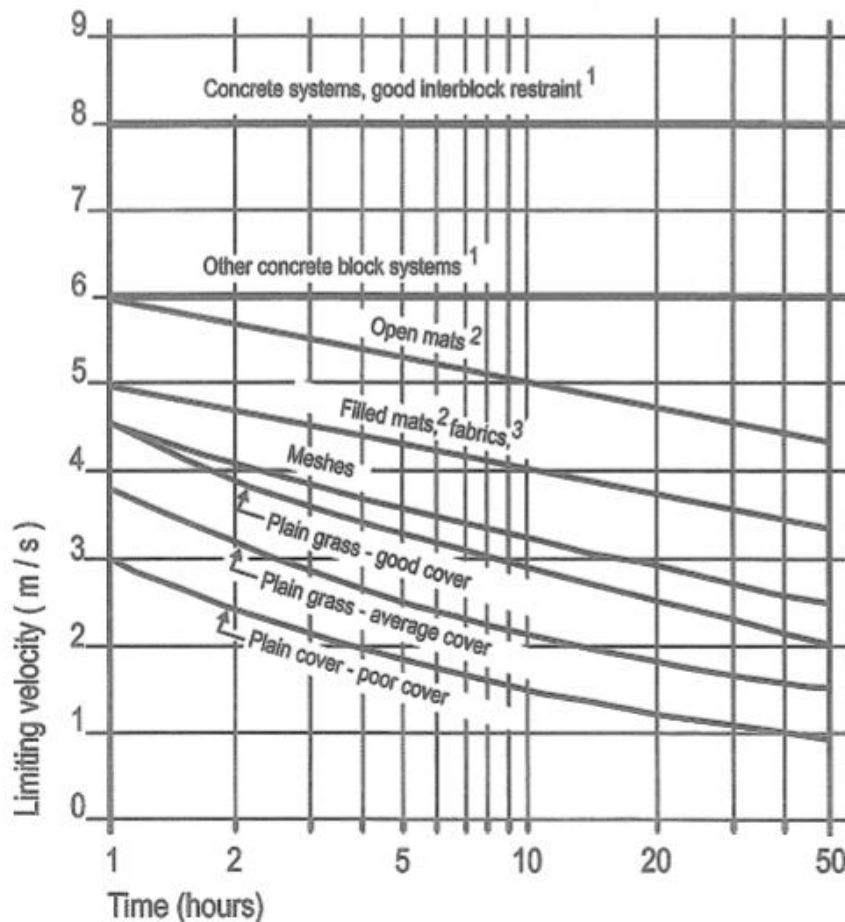


Abbildung 4: Widerstandsfähigkeit verschiedener Schutzschichten gegen Überströmung über die Zeit (Hewlett, 1987, S. 31)

In der Ingenieurpraxis wird eine kritische Sohlschubspannung von 15 bis 18 N/m² für längerfristig belastete Rasen und 20 bis 30 N/m² für nur kurzzeitig überströmte Rasen angenommen (Saenger, 2010, S. 13.37).

Haselsteiner et al. (2007, S. 52) nennen weitere maximale Belastungen einer Grasdecke (Tabelle 1). Saenger (2010, S. 13.37) und DIN 19661-2 (2000, S. 8) unterscheiden hinsichtlich Belastungsdauer im Gegensatz zum Ciria-Report hierbei nur hinsichtlich Belastungsdauer zwischen kurz- und langfristig.

Quelle	max. Schubspannung [N/m ²]	max. Geschwindigkeit [m/s]
Begemann u. Schiechtl (1986)	30	-
LfU BW (1991)	-	1,8
Hammann de Salazae et al. (1994)	< 30	< 1,5
Dittrich (1998), kurze Überflutung	20 - 50	1,8 – 2,0

Tabelle 1: zulässige Belastungen einer Rasenfläche

Ansatz einer Wurzelkohäsion

In der Geotechnik ist bekannt, dass ein durchwurzelter Boden eine höhere Scherfestigkeit hat, als ein nicht durchwurzelter Boden. Dieser Scherfestigkeitszuwachs kann mit einer „Wurzelkohäsion“ erfasst werden. Die Wurzelkohäsion lässt sich labortechnisch bestimmen, indem Scherversuche des gleichen Bodens in der gleichen Dichte einmal mit und einmal ohne Wurzeln durchgeführt werden.

Ohne solche Versuche ist die Wurzelkohäsion schwierig zu quantifizieren. Bis zu einer Tiefe von 20 cm kann eine Wurzelkohäsion von bis zu 7 kN/m² angesetzt werden (Bundesanstalt für Wasserbau, 2011, S. 9). Eine Veränderung des Reibungswinkels tritt dagegen in der Regel nicht auf (Katzenbach & Werner, o.J.). In undrainierten Bedingungen ist eine Kohäsion von bis zu 9 kN/m² denkbar (Mickovski, et al., o.J.).

Aus der Zugfestigkeit der Wurzeln alleine lässt sich keine Wurzelkohäsion ableiten, da es sich bei dem Wurzelmaterial um einen orthotropen Werkstoff handelt. Um eine Scherfestigkeit ermitteln zu können, wäre es hier notwendig, mehrere der 9 verschiedenen Werkstoffkonstanten zu bestimmen, um eine belastbare Aussage treffen zu können. Hinzu kommt, dass diese Kenngrößen stark vom Feuchtegrad des Materials abhängig sind. So sind für den Werkstoff Holz (eng verwandt mit dem Wurzelmaterial) feuchteabhängige Konstanten zu finden (Logemann, 1991, S. 50).

Desshalb kann der Ansatz nach Bransby et. al. (o.J.) nur als stark vereinfacht gelten:

$$\text{Wurzelkohäsion} \quad c'_{k,w} = 1,2 \cdot \sigma_{t,w} \cdot A_r \quad \text{Gleichung 20}$$

mit:

$\sigma_{t,w}$: Zugfestigkeit der Wurzeln A_r : Verhältnis der Wurzelfläche zur Scherfläche

Einfluss von Wühltier- und Initialschäden

Auf grasbewachsenen und damit bewehrten Deichen treten in der Natur häufig Schäden durch Wühltiere auf. Gerade bei älteren Deichen bergen Wühltierbauten und -gänge oftmals große Gefahren für die Standsicherheit in sich (Heerten & Horlacher, 2002, S. 234).

Solange diese Schädigungen nicht zu zahlreich und zu groß werden, kann der Deich weiterhin das Hinterland schützen. Die Größe eines Einzelschadens sollte dabei für überströmte Böschungen eine Flächenausdehnung von 900 cm² und eine Tiefe von 0,10 m nicht überschreiten. Andernfalls sollten sie so schnell wie möglich ausgebessert werden (Verheij, et al., 1997).

Wühltiere können außerdem die Eigenschaften von Geovliesen schwächen. Dies kann ggf. durch eine darüber angeordnete Schicht Wirrgelege verbessert werden (Haselsteiner, Mett, & Strobl, 2007, S. 56 & 58).

Eine Kombination aus einer Wühltierschutzschicht, einem kombinierten Geovlies und Geogitter und einem Wirrgelege hat Auswirkungen auf das Grabeverhalten ortsansässiger Wühltiere (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 237). Die Stollen bleiben oberflächlich im Oberboden und sind damit zumeist schneller und leichter zu identifizieren und zu sanieren. Welche Effekte von den oben genannten genau die Wühltiere stoppen, kann nicht endgültig geklärt werden. Vermutlich ist das kombinierte GSY für die Tiere nur schwer zu durchgraben und die darunter liegende Wühltierschutzschicht nicht attraktiv genug, es länger zu versuchen.

Vom Wassergehalt abhängige undrainierte Kohäsion

Einen Ansatz für einen zeitabhängigen Infiltrationseintrag von Wasser in eine Böschung und dessen Auswirkung auf den Gleitnachweis liefert Weißmann et. al (2001, S. 6). Hierbei wird die Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes verändert. Dies gilt so jedoch nur für die undrainierte Kohäsion, weswegen hier von diesem Ansatz abgesehen wird.

Geschichte des Versuchsdeiches

Der Versuchsdeich in Biebesheim ist seit 2003 in Betrieb (Steuernagel, 2007) (Kubetzek, 2015). Eine zusammenfassende Aufschlüsselung und Auswertung der dort bereits abgeschlossenen Versuche kann Anhang I c entnommen werden.

3. Aufbau des realmaßstäblichen Versuchsstandes

3.1. Aufbau des Forschungsdeiches

Der Forschungsdeich ist als ein Dreizonendeich gebaut. Im Folgenden werden folgende Begrifflichkeiten eingeführt:

- Krone – Oberseite des Deiches
- Flanke/Böschung – im Weiteren mit Böschung bezeichnet, ist die abgeschrägte Ebene zwischen Krone und Vorder- bzw. Hinterland (wird mit wasser- und landseitig genauer beschrieben)

Des Weiteren werden folgende Angaben über die Kubatur und Abmessungen festgehalten:

- Länge – Ausdehnung des Deiches in Richtung des Linienbauwerks
- Böschungslänge – Ausdehnung der Böschung (unprojiziert)
- Breite – Abmessung des Deiches orthogonal zur Länge
- Überströmbreite – dem überströmenden Wasser zur Verfügung stehender Querschnitt in Deichlängsrichtung
- Höhe – Höhe des Deiches

Der Forschungsdeich hat eine Gesamtlänge von 60 m und eine Höhe von 3,0 m. Er erstreckt sich auf dem Gelände der Deichmeisterei Biebesheim von Südosten Richtung Nordwesten. Zwei separate Überströmkstrecken ermöglichen das Testen unterschiedlicher Versuchsaufbauten oder Belastungsarten.

Im Bereich der Überströmkstrecken ist die Deichkrone abgesenkt und liegt im Mittel bei 2,77 m. Die Überströmkstrecken sind jeweils 20 m breit, wobei diese maximale Überströmbreite in den durchgeführten Versuchen nie ausgereizt wurde. Die wasserseitige Böschung des Deiches hat einen mittleren Böschungswinkel von 25,6 ° bei einer Neigung von 1:2,1. Landseitig beträgt der Böschungswinkel im Mittel nur 20,69 ° und hat damit eine Neigung von 1:2,6. Höhen und Neigungen wurden in situ mithilfe eines Nivellements, sowie

die Neigungen zusätzlich mit Latte und Zollstock bestimmt, siehe hierzu Anhang I b. Die Deichkrone hat eine Breite von 4,60 m. Der Deichfuß ist 17,80 m breit.

Eine (zweifach überhöhte) schematische Darstellung des Deichaufbaus im Überströmungsbereich zeigt Abbildung 5.

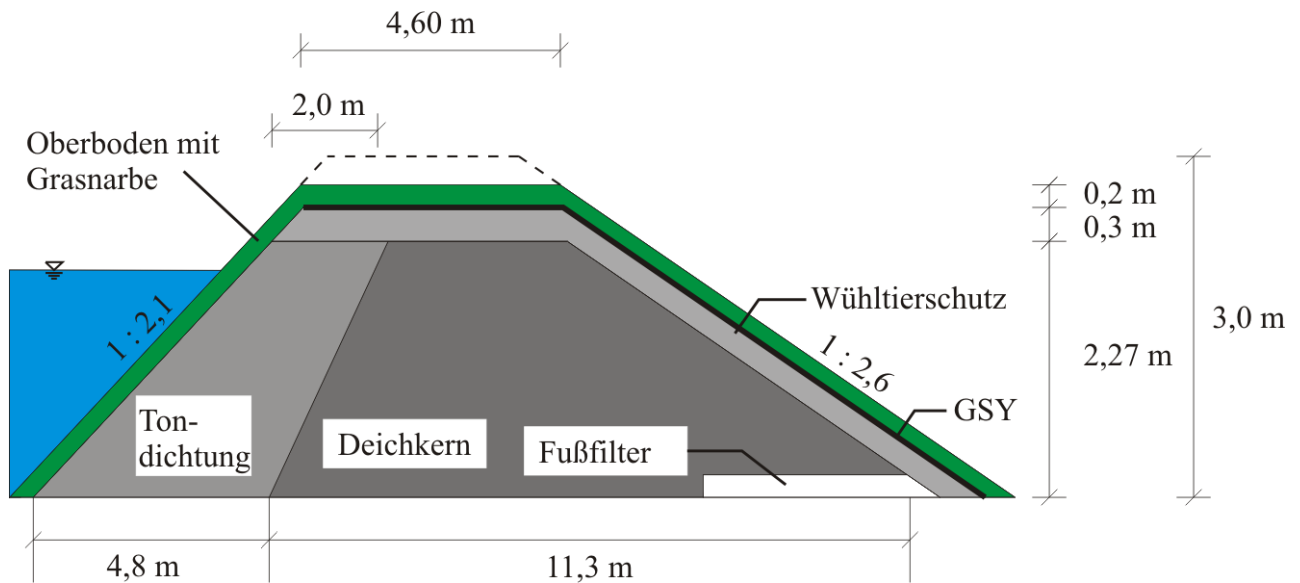


Abbildung 5: idealisierter schematischer Deichaufbau im Überströmungsbereich, zweifach überhöhter Maßstab

Der Forschungsdeich wurde als Dreizonendeich gebaut. Er besitzt einen Kern mit einem Filterfuß und eine wasserseitig angeordnete Tondichtung. Abgedeckt wird der Deich von einer Oberbodenschicht. Während einer Umbauaktion wurden die Krone und die landseitige Böschung zusätzlich durch Geotextillagen (GSY) und eine Wühltierschutzschicht ergänzt.

Der Kern besteht aus verschiedenen Recyclingmaterialien. Hierbei handelt es sich um Hochofenschlacke und Bauschutt. Im nordwestlichen Überströmungsbereich befindet sich die Hochofenschlacke. Dieser Bereich wird fortan mit erster Überströmungsbereich bezeichnet. Der zweite Überströmungsbereich liegt im Südosten des Deiches. Das hier vorliegende Kernmaterial ist Bauschutt. Geotechnische und umwelttechnische Daten, sowie eine Tauglichkeitsuntersuchung zu den Kernmaterialien können Steuernagel (2007) entnommen werden. Daher wird

im Weiteren nicht mehr auf die Kernmaterialien eingegangen. Sie dienen lediglich zur genauen Definition, welche Überströmstrecke getestet wird.

Im Bereich zwischen den Überströmstrecken, sowie an den Randbereichen befindet sich ein vollkommen anderer Deichaufbau. An diesen Stellen liegt ein homogener Deichaufbau bestehend aus einer Dichtung und der Oberbodenabdeckung vor. Der Übergangsbereich dient dazu, die beiden Kerne hydraulisch zu entkoppeln. Diese Maßnahme war für frühere Einstauversuche notwendig und spielt für die aktuellen Überstömversuche keine Rolle.

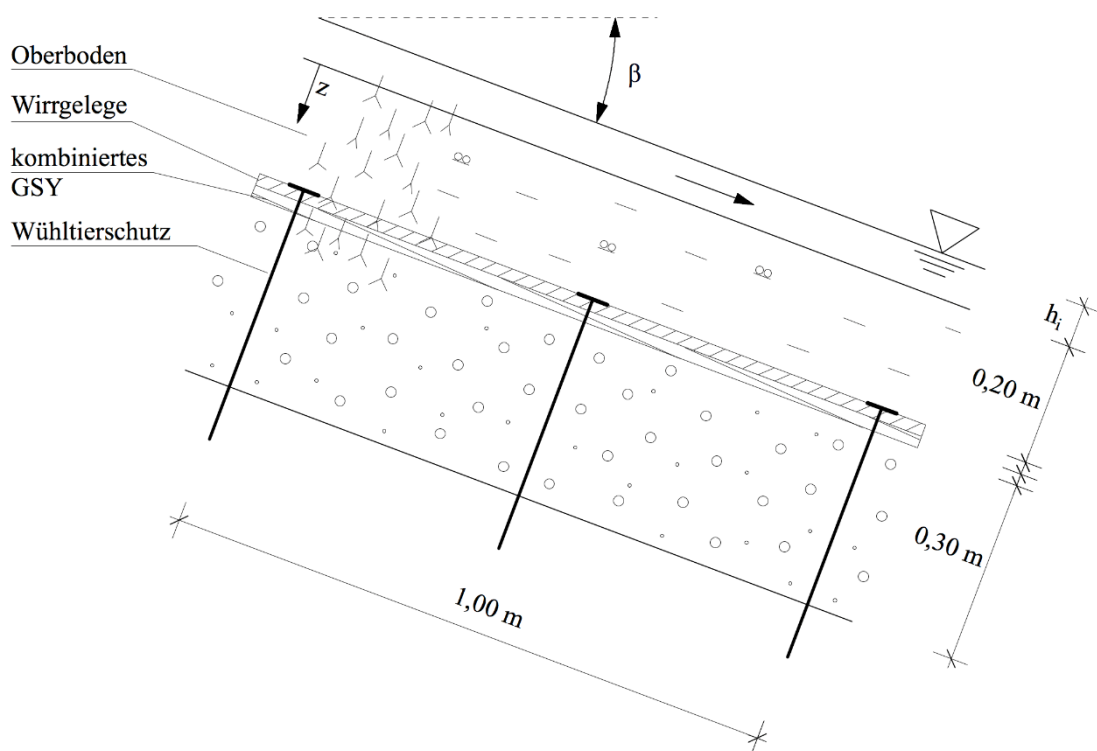


Abbildung 6: schematischer Schnitt durch den oberen Deichaufbau

Eigenschaften und Mächtigkeit der oberflächennahen Schichten

Abbildung 6 zeigt den Aufbau der oberflächennahen Schichten im Detail. Die oberste Schicht (Oberboden) der Überströmstrecken beträgt im Mittel 0,2 m. Sie besteht aus steifem, hauptsächlich mittelplastischem Ton mit organischen Bestandteilen. Die Bodenparameter wurden in einem ausführlichen Laborprogramm bestimmt und in Kapitel 6 näher beschrieben. Die zugehörigen Laborprotokolle sind im Anhang III a - j zu finden.

Unterhalb des Oberbodens befindet sich ein Wirrgele (Seucmat®) und eine Kombination aus einem Geogitter und einem Geovlies (Combigrid®, im Folgenden kombiniertes GSY). Wirrgele und kombiniertes GSY sind zusammen mit Erdnägeln (U-Profil: Ø 14 mm, Schenkellänge: 400 mm, Stegbreite: 70 mm, Abbildung 8) in einem Raster von 1 m x 1 m, sowie ein Nagel in der Mitte der Quadrate im Boden befestigt (vgl. Abbildung 7). Die Materialien sind an beiden Seiten der Überströmfläche 1 m in den Übergangsbereich geführt, wodurch ein gesamter Schutz von 22 m pro Überströmstrecke entsteht (Kubetzek, Steuernagel, Ramm, Saenger, & Zanke, 2008). Das Verlegen auf dem Deich erfolgte in böschungsp parallelen Bahnen (Kubetzek, 2010). Das kombinierte GSY ist beidseitig um 0,5 m überlappt. Dies entspricht der Verlegeanleitung der Herstellerfirma, nach welcher mind. 0,3 m gefordert sind. Außerdem wurde das kombinierte GSY bis in das Hinterland des Versuchsdeiches hineingezogen und schließt mit der Spundwand ab. Das Wirrgele ist stumpf gestoßen (Kubetzek, 2015).

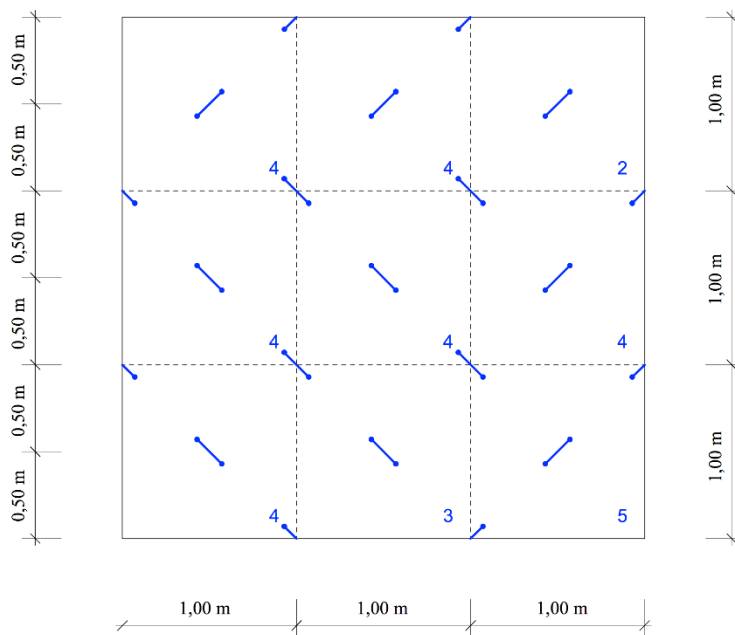


Abbildung 7: beispielhafter Aufbau des Erdnagelrasters

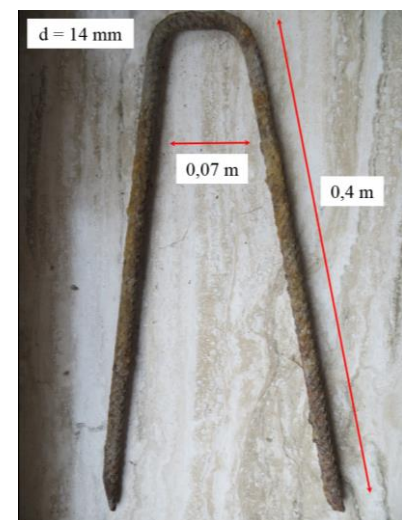


Abbildung 8: Erdnagel

Unterhalb des kombinierten GSY befindet sich ein Wühltierschutz aus gebrochenem Kies (die Sieblinien können in Anhang III b eingesehen werden). Die Mächtigkeit des Wühltierschutzes beträgt 30 cm. Unterhalb des Wühltierschutzes befindet sich das Kernmaterial (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 232).

Aufbau der umgebenden Versuchsanlage

Der Deich ist von einer Spundwand umgeben, welche ein wasserseitiges Becken (Spundwandhöhe: 3,50 m) im Nordosten, sowie ein landseitiges Becken im Südwesten (Spundwandhöhe: 2,0 m) erzeugt. Bei den ersten Versuchen (2003, 2004) wurde ausschließlich das wasserseitige Becken benötigt. Dieses ist gegen die hohen Wasserdrücke an den Ecken ausgesteift. Die gesamte Spundwand ist in Deichlänge mit einem Zuganker gegeneinander verspannt. Dieser Zuganker liegt im Überströmbereich knapp über der Deichkrone. Im Zwischenbereich und den Endbereichen verschwindet er teilweise unter der Geländeoberfläche. Der Anker läuft ungefähr mittig über den Deich und dient im Folgenden als ortstreuer Bezugspunkt. Gleichzeitig ist er Störfaktor in der Überströmung, da er in den Strömungsquerschnitt eintaucht und so im ankernahen Bereich Verwirbelungen, bzw. eine hydraulische Schwelle erzeugt.

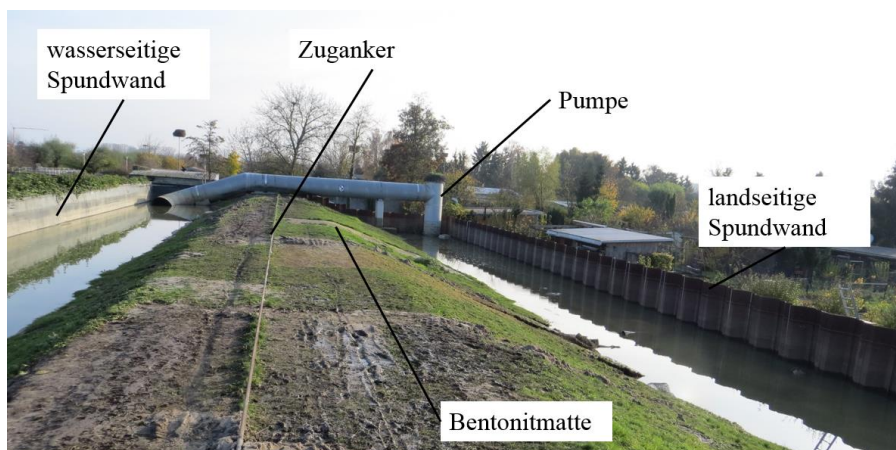


Abbildung 9: fest installierte Komponenten des Versuchsdeiches

Um das Versuchsfeld vom natürlichen Untergrund zu entkoppeln und das Austragen belasteter Stoffe aus den Recyclingkernen in den anstehenden Untergrund zu verhindern steht der Deich auf einer Dichtungsbahn, welche wasserseitig an der Spundwand nach oben gezogen wurde (Steuernagel, 2007, S. 26).

An dem nordwestlichen Ende des Deichs steht ein Stahlrohr mit einem Nenndurchmesser DN 1400 (Kubetzek, 2008, S. 3). In ihm ist eine Pumpe mit einer Nennleistung von 4,7 m³/s, befestigt. Sie pumpt Wasser vom Pumpensumpf auf der Landseite des Deiches auf die Was-

serseite zurück und erzeugt somit einen Kreislauf, der auf der Wasserseite eine Flussströmung simuliert. Gleichzeitig wird allerdings ein Sog auf der Landseite in Richtung Pumpensumpf erzeugt, der bei realen Deichen nicht vorkommt.

Eine Randbedingung des Versuchsstandes stellt die Dimensionierung des Pumpensumpfes dar. Der Pumpensumpf fasst rund 10 m³ Wasser. Diese Menge reicht nicht aus, um einen Kreislauf zu erzeugen und rechtzeitig wieder voll zu laufen. Daher ist es notwendig, die Landseite des Forschungsdeiches ebenfalls teilweise einzustauen. Dies geschieht bis zu einer Wassertiefe von durchschnittlich 1,5 m, welche beim realen Deich ebenfalls nicht vorherrscht.

Da die Pumpe nicht regelbar ist, muss die Einstellung unterschiedlicher Wassertiefen und Geschwindigkeiten mittels Variation der Überströmbreite stattfinden. Um diese Überströmbreite einzustellen wird ein mobiles Hochwasserschutzsystem der Firma „Aquariwa“ verwendet. Die entscheidenden Gründe zur Wahl dieses Systems sind der geringe Zeitaufwand und Personalbedarf beim Auf-, Ab- und Umbau des Systems. Weitere Informationen hierzu sowie zum alternativen Einsatz einer Sandsackaufkantung können dem Anhang I d entnommen werden.

Eine weitere Randbedingung ist, dass nach dem Abstellen der Pumpe die physikalische „Heber-Wirkung“ der Anlage einsetzt. D.h. Wasser strömt von der Wasserseite des Deiches über das Pumpenrohr zurück auf die Landseite, bis der hydrostatische Druck ausgeglichen ist oder Luft in das System eintritt.

3.2. Eingesetzte Messgeräte während der Großversuche

Zur Bestimmung der hydraulischen Parameter Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe wurden bei den Überströmversuchen verschiedene Messinstrumente des Institutes Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt eingesetzt. Außerdem wurde ein dreidimensionaler Laserscan des Versuchsfeldes vor und nach jedem Versuch von der Hochschule Darmstadt durchgeführt, welcher in dieser Arbeit nicht weiter betrachtet wird. Im Folgenden wird die verwendete Messtechnik genauer vorgestellt:

Keilsensor („Kanalmaus“)

Herzstück der Messungen bildete ein Keilsensor der Firma Nivus (vgl. Abbildung 10). Er wird mittels zweier (ca. 20 cm langer) Schrauben in den Oberboden des Deiches eingeschraubt und so auf der Deichkrone fixiert. Der Sensor misst mit Hilfe seiner zwei Ultraschallsensoren gleichzeitig die Wassertiefe und ein Geschwindigkeitsprofil. Außerdem wird die Wassertemperatur erfasst. Aus der gemittelten Geschwindigkeit, der Wassertiefe und der vorher eingestellten rechteckigen Rinnenbreite bestimmt das Gerät außerdem den Durchfluss.



Abbildung 10: CS2 Korrelations-Keilsensor auf der Deichkrone

Der Keilsensor ist dafür entwickelt, in einem Kanalrohr / einer Kanalrinne eingesetzt zu werden. Für die stark wechselnden Bedingungen im Freien ist die Temperaturmessung nicht vollständig zuverlässig. Da der Sensor vor Versuchsbeginn die Lufttemperatur misst, kann

der Temperaturunterschied zwischen dieser und dem des fließenden Wassers relativ groß sein. In diesem Fall dauert es eine Weile bis der Sensor die korrekte Wassertemperatur anzeigt. Der Sensor ist mittels eines Kabels mit einer Auswerteinheit verbunden. Damit das Kabel möglichst wenig zusätzliche hydraulische Störungen erzeugt, wird es mittels Kabelbindern am Anker entlang geführt. Das Gerät führt seine Messungen aller 5 Sekunden durch, wodurch eine große, statistisch brauchbare Menge an Daten erhalten wird.

Während der Versuche befindet sich der Keilsensor aus logistischen und technischen Gründen nicht immer in der Mitte des Überströmfeldes. Im ersten Versuchsfeld wird die Breite des Überströmfeldes variiert. Um den Umbauaufwand zu minimieren, bleibt der Keilsensor während der Versuche an der gleichen Stelle. Im zweiten Block des zweiten Versuchsfeldes wird das Überströmfeld in zwei Überströmbereiche geteilt. Ein Platzieren des Sensors in der Mitte würde beide Bereiche gleichermaßen erfassen und ggf. die Messwerte unbrauchbar machen. Die genauen Positionen des Sensors werden bei der Versuchsdurchführung (Kapitel 4) angegeben.

Am 17.11.2014 waren drei weitere Kanalmäuse auf dem Deich installiert. Ein Vergleich der Geräte und ihre Ausstattung kann Steiniger (2014) entnommen werden.

Ultraschall-Abstands-Sensor (UAS)

Um Daten über die Wassertiefe, die Wasserstände und ihre Veränderungen vor der hydraulischen Schwelle (Anker) zu erhalten, werden bis zu vier Ultraschall-Abstands-Sensoren (UAS) der Firma Dr. Wehrhahn eingesetzt (Abbildung 11).



Abbildung 11: Versuchsaufbau der Ultraschall-Abstands-Sensoren mit Messarmen

Dabei wurden auf einer oder beiden Seiten der Überströmung jeweils einmal der Wasserstand direkt vor der Deichkrone (im Oberwasser, OW), sowie der Wasserstand auf der Deichkrone bestimmt. Bei der Auswertung der Sensordaten gab es jedoch das Problem, dass die Sensoren lediglich die Abstände von ihrer Referenzhöhe zum Wasserstand aufzeichnen können. Es war daher notwendig die Wassertiefe aus den Messdaten selbst (An- und Ablauf des Wassers) sowie den analog per Gliedermaßstab ermittelten Höhen der Sensoren über GOF rückzurechnen. Leichte Wellen und ein schwankender Wasserspiegel lassen sich sehr gut mit den Sensoren bestimmen.

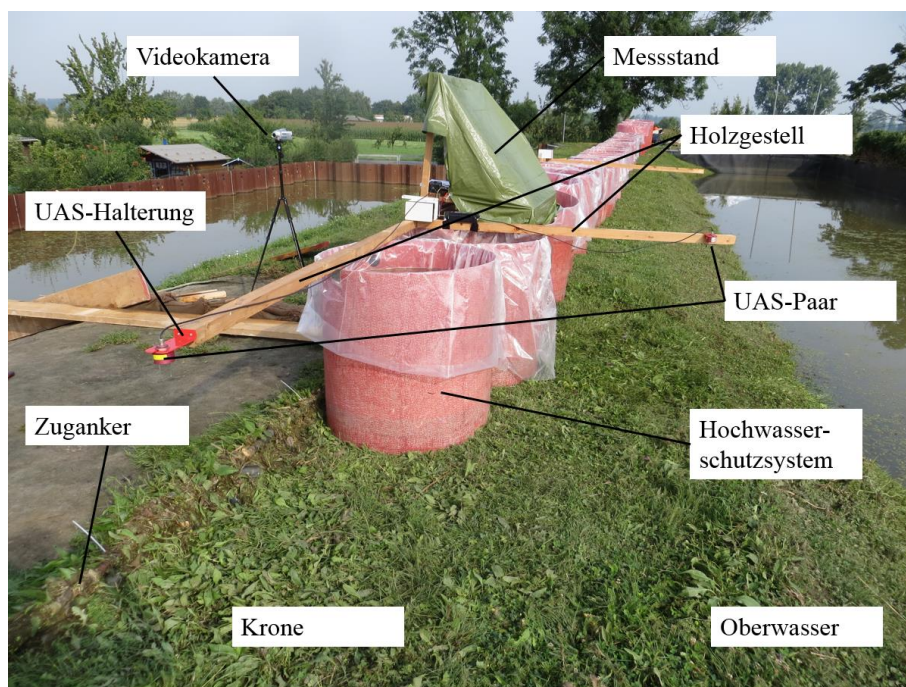


Abbildung 12: Aufbau der Ultraschall-Abstands-Sensoren

Die Abstandssensoren wurden mittels eines Holzgestells auf das Hochwasserschutzsystem aufgelagert. Das Holzgestell war rechtwinklig angeordnet und die UAS-Halterungen waren mittels Wasserwaage horizontal ausgerichtet. Während des zweiten Versuchsblockes standen aus logistischen und technischen Gründen nur zwei UAS zur Verfügung. Diese waren i.d.R. dann als Paar (ein Sensor im Oberwasser, einer auf der Krone) angeordnet (vgl. Abbildung 12).

Auf beiden Seiten des Überströmfeldes wurde ein Messstand aufgebaut (vgl. Abbildung 12). Dieser war mit einem Laptop ausgestattet, an den die Abstandssensoren angeschlossen waren. Sie speisten ihre Daten direkt in eine Datei ein. Ebenfalls an einem der Messstände war die Auswerteeinheit des Keilsensors platziert.

Eine Herausforderung stellte die fehlende zeitliche Komponente der Abstands-Sensoren dar. Die Messintervalle der Sensoren waren von den einzelnen Schnittstellen, an denen sie hängen, abhängig. Mit der durch die Kanalauslauf und analog bestimmten Versuchslaufzeiten ließen sich die Messdaten jedoch rückrechnen, wobei durchschnittlich pro Sekunde 50 bis 60 Messwerte aufgenommen wurden. Ein Makro, welches die Messdaten aufbereitet, ist in Anhang II d zu finden.

Magnetisch induktive Messbirne (MIB)

Neben den oben genannten stationären Sensoren wurde mit einer magnetisch induktiven Messbirne die Fließgeschwindigkeit an verschiedenen Stellen der Überströmung erfasst. Dabei wurde ein auf drei Punkte gestütztes Geschwindigkeitsprofil aufgenommen. Dieses wurde durch die in situ Messung der Wassertiefe mithilfe eines Gliedermaßstabes ergänzt. Die am Messgerät angebrachte Nonius-Skala machte es möglich, die genaue Position der Messung höhenmäßig zu bestimmen.



Abbildung 13: Messung mit der magnetisch induktiven Messbirne



Abbildung 14: Versuchsaufbau, Messstand, Schnurgerüst und Leitbohlen

Der Sensor diente dabei dazu, die Daten des Keilsensors auf Plausibilität zu prüfen. Außerdem war es mit ihm möglich, Strömungsprofile aufzunehmen. Dazu war es notwendig, den

durch das Wasser überströmten Bereich zu betreten (vgl. Abbildung 13). Im zweiten Versuchsblock wurde diese Messung durch ein Schnurgerüst (siehe Abbildung 14) erweitert. Das Schnurgerüst wurde zur besseren Sichtbarkeit mit gelben Linien nachgezogen (Abbildung 14). An den Schnüren waren Messpunkte eingemessen und mithilfe von Isolierband farbig gekennzeichnet. Dadurch ließ sich die Positionierung der Messungen im Raum genauer und einfacher bestimmen. In diesem Verfahren wurden Messstrecken orthogonal und parallel zur Fließrichtung erfasst.

Die Messungen waren stark von den Wellenschwankungen an der Oberfläche abhängig. Sie stellt daher nur eine Momentaufnahme dar.

Messstreifen

Um den Wasserstand während des Versuches auf der ganzen Länge der Überströmungsfläche beobachten zu können, wurden an der zur Führung der Überströmung aufgebauten Holzbohlen zentimetergenaue Messstreifen befestigt. Diese waren lotrecht zur Geländeoberfläche ausgerichtet. Während des Versuches und auf den gefilmten Videoaufnahmen war es so möglich, die Wassertiefe an den Rändern des Versuches visuell abzuschätzen. Abbildung 15 zeigt einen solchen Messstreifen.



Abbildung 15: Messstreifen zur Wasserstands-Überprüfung

Foto- und Videodokumentation

Die Durchführung der Versuche wurde durch Foto- und Videoaufnahmen dokumentiert. Ausgewähltes Fotomaterial fließt im Rahmen dieser Arbeit ein. Die Auswertung des Videomaterials bestätigt die während der Versuche visuell gewonnenen Erkenntnisse. Weitere Erkenntnisse ließen sich daraus nicht gewinnen. Das Material liegt in digitaler Form dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft vor.

Laserscanning (TLS)

Vor und nach den Versuchen wurde die Deichoberfläche von einem Laserscangerät abgetastet. Zuständig für den Scan und seine Auswertung ist die Hochschule Darmstadt. Zum Zeitpunkt dieser Arbeit lagen noch keine endgültigen Daten des Scans vor. Aus diesem Grund wird der Scan im Folgenden nicht weiter betrachtet. Bisher ausgewertete Daten bestätigen die in dieser Arbeit vorgestellten visuellen Einschätzungen (Lehmann, et al., 2015).

3.3. Zu untersuchende Grassaat

Auf dem Forschungsdeich in Biebesheim wurden im Jahr 2012 die in Tabelle 2 beschriebene Grassaaten gesät (Regierungspräsidium Darmstadt (2014) & Rothermel (2014)). Der Grasnarbe wurde von 2012 bis zum August 2014 eine dreijährige Vegetationsperiode zum Ausbilden des Wurzel- und Blattwerks gegeben.






Name (lateinisch)	Name (deutsch)	Anteil	Abbildung
<i>Festuca ovina duri- uscula</i>	Raublättriger Scharf-Schwingel	45 %	
<i>Festuca rubra com- mutata</i>	Horst Rotschwingel	10 %	
<i>Festuca rubra rubra</i>	Ausläuferrot- schwingel	15 %	
<i>Festuca rubra trichophylla</i>	Rotschwingel mit kurzen Ausläufern	15 %	
<i>Lolium perenne</i>	Deutsches Weidel- gras	15 %	
-	Ammengräser	Anteile	-

Tabelle 2: Saatzusammensetzung (RP Darmstadt, 2014); Abbildungen (Deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Eine genauere Erläuterung der in der Mischung eingesetzten einzelnen Grasarten, auf der Basis von Fachliteratur, ist dem Anhang I a zu entnehmen.

Entsprechend des Grasmischungsentwurfes sollte die oben genannte halmartige Grasnarbe den Deich nur lückenhaft bedecken. Die Lücken wurden zunächst mit einer gekauften Pflanzensamenmischung geschlossen. Während des anschließenden Vegetationsprozesses wurden diese Pflanzen durch natürlich vorkommende Fremdpflanzen größtenteils verdrängt (Lehmann, et al., 2015).

Das Abweichen der aktuell vorhandenen Grasnarbe von den Abbildungen in Tabelle 2 konnte bei der Begehung vor dem zweiten Versuchsdurchlauf (30.10.2014) per Augenmaß festgestellt werden.

Der flächenmäßige Anteil Fremdpflanzen gegenüber der ursprünglichen Grasmischung konnte nur schwer geschätzt werden. Speziell die vor Ort bereits bei den ersten Versuchen aufgefallenen Pflanzen mit größeren Blättern sind Fremdpflanzen. Einen Eindruck der Grasnarbe auf der Krone und landseitigen Böschung des zweiten Versuchsfeldes liefert Abbildung 16.



Abbildung 16: Detailansicht der Grasnarbe an zwei exemplarischen Stellen des 2. Überströmfeldes

Eine Einschätzung der Wurzeltiefen der vorliegenden Grasnarbe kann Kapitel 6.1.4 entnommen werden. Dabei war es im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich, die verschiedenen Gras- und Pflanzenarten zu trennen. Bei einer geotechnischen Probenahme im Deich, sowie bei der Inspektion verschiedener Schäden während und nach den Versuchen konnte eine visuelle Einschätzung des Wurzelverhaltens verschiedener Pflanzenarten gegeben werden (vgl. Abbildung 17):

- Grasarten: eher viele feine verzweigte Wurzeln, welche das kombinierte GSY in den meisten Fällen nicht durchstoßen
- Dickblättrige Pflanzenarten: Häufig dickere, tief reichende Wurzelstränge

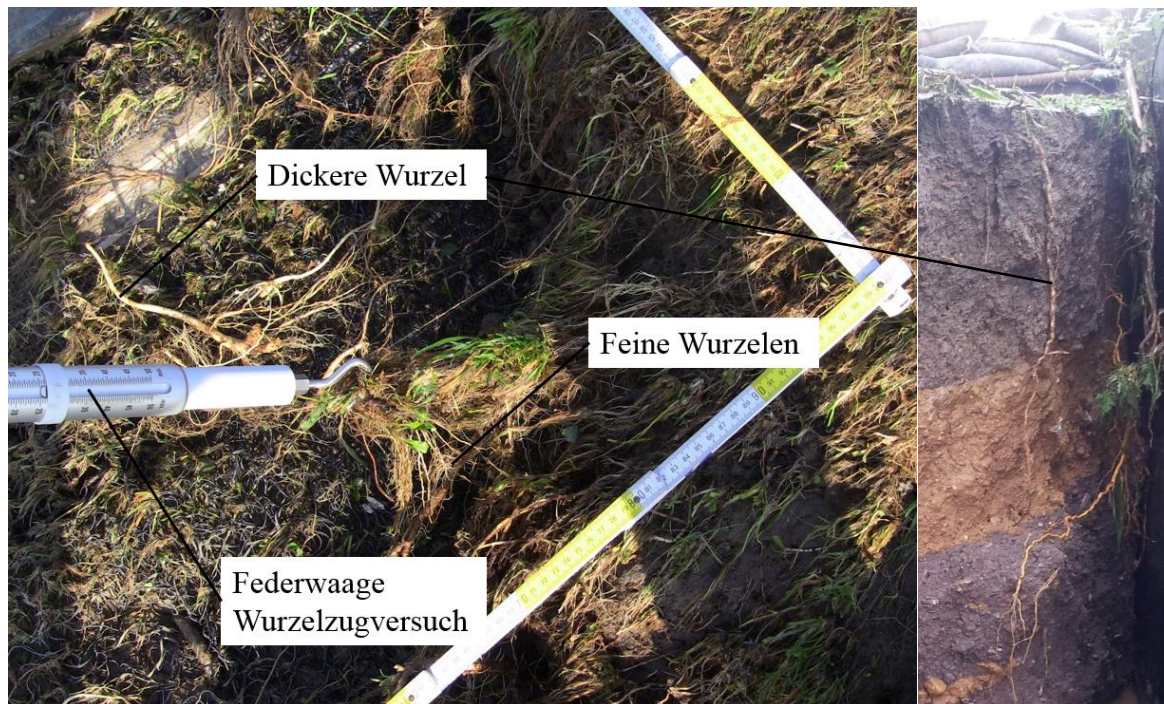


Abbildung 17: Verschiedene Wurzeln der Grasnarbe

Die Grasnarbe hat die Aufgabe, den Oberboden zu festigen und mit den darunter liegenden Schichten zu verbinden. Im Speziellen soll das kombinierte GSY mit ihrer Hilfe in dem Deich verankert werden.

Weitere Untersuchungen, welche Gräser vorhanden sind und wie ihre Zusammensetzung von der Geplanten abweicht, sollte durch einen Botaniker vorgenommen werden.

4. Durchführung der realmaßstäblichen Versuche

Im Folgenden werden die im Rahmen dieser Master-Thesis durchgeführten Feldversuche zusammengefasst und übersichtlich dargestellt. Tabelle 3 und Tabelle 4 veranschaulichen die Dauer und die Zeit der einzelnen Versuche. Insgesamt wurden 22 Versuche durchgeführt, deren gesamte Laufzeit 28 h beträgt.

Nr.	Versuchsbeginn	Versuchsdauer	Überströmbreite	Versuchsfeld Nr.	Durchfluss Q [m³/s]
1	05.08.2014 11:45	5 min	17,90 m	1	2,68 ± 0,40
2	05.08.2014 13:50	10 min	17,90 m	1	2,83 ± 0,54
3	05.08.2014 14:20	20 min	17,90 m	1	2,68 ± 0,22
4	05.08.2014 16:00	20 min	15,42 m	1	2,25 ± 0,16
5	06.08.2014 11:45	20 min	13,60 m	1	1,79 ± 0,11
6	06.08.2014 14:00	20 min	11,31 m	1	2,25 ± 0,16
7	06.08.2014 14:35	20 min	8,80 m	1	2,25 ± 0,13
8	07.08.2014 12:15	20 min	10,45 m	2	2,25 ± 0,15
9	07.08.2014 15:00	1 h	10,45 m	2	3,00 ± 0,18
10	07.08.2014 16:00	2 h	10,45 m	2	2,94 ± 0,12
11	08.08.2014 09:54	4 h	10,45 m	2	3,47 ± 0,22

Tabelle 3: Überblick über die Großversuche des ersten Versuchsblockes

Zwischen dem 8. und 9. Versuch wurde der Deich zusätzlich insgesamt 25 min überströmt. Zu diesem Zeitpunkt wurde das Forschungsprojekt der Presse vorgestellt, weswegen die eingesetzte Technik beschränkt war. Aus diesen kurzen Versuchen ließen sich keine weiteren Erkenntnisse ableiten, weswegen sie im Folgenden nicht weiter betrachtet werden.

Versuch 11 musste wiederholt werden, da beim ersten Durchlauf nach 5 min zwei Tonnen mit beschädigter Folie und damit zu wenig Wasserfüllung dem Druck nicht standhalten konnten. Dieser nur 5 min dauernde Feldversuch wird im Anhang als Versuch 11a bezeichnet.

Nr.	Versuchstag	Versuchszeit	Breite	Feld	Durchfluss Q [m³/s]
12	17.11.2014 11:20	35 min	10,44 m	2	3,54 ± 0,18
13	17.11.2014 13:15	2 h	10,44 m	2	3,13 ± 0,16
14	18.11.2014 09:20	45 min	10,44 m	2	2,73 ± 0,16
15	18.11.2014 10:35	15 min	10,44 m	2	2,61 ± 0,10
16	18.11.2014 11:00	1 h	10,44 m	2	2,57 ± 0,12
17	18.11.2014 12:08	3 h 40 min	10,44 m	2	2,34 ± 0,14
18	19.11.2014 09:30	5 h 30 min	10,44 m	2	3,20 ± 0,24
19	20.11.2014 09:20	6 h	10,44 m	2	3,42 ± 0,24

Tabelle 4: Überblick über die Großversuche des zweiten Versuchsblockes

Es fällt auf, dass der hydraulische Durchfluss bei den Versuchen stark schwankt. Die Pumpe ist nicht regelbar und liefert eine Nennleistung von 4,7 m³/s. Die Diskrepanz zwischen der Nennleistung und dem auf der Deichkrone gemessenen Durchfluss lässt sich an folgenden Punkten fest machen:

- schwankende Wassermenge im Versuchsaufbau
- Unterdimensionierung des Pumpensumpfes
- Rohreibrungsverluste zwischen Pumpe und Auslass

Aufgrund der Unterdimensionierung des Pumpensumpfes zog die Pumpe Luft und konnte nicht die volle Menge Wasser fördern. Während der Versuchsdurchführung ging durch die Spundwand und durch Versickerung im landseitigen Deichbereich Wasser verloren,

wodurch der Durchfluss mit fortschreitender Zeit geringer wurde. Über Nacht und teilweise während der Versuche wurde daher zum Ausgleich zusätzlich Grundwasser in das System eingespeist. Da diese Ungenauigkeit im Versuchsaufbau bekannt war, wurde entsprechend der reale Durchfluss mittels des Keilsensors permanent gemessen.

4.1. Versuche auf dem 1. Überströmbereich (NW, Schlacke-Kern)

Ziel der Versuche auf dem ersten Überströmbereich war, sich an die Gegebenheiten und Standsicherheit der Grasnarbe heranzutasten. Dazu wurde die hydraulische Belastung nach und nach erhöht, indem die Überströmbreite von anfangs 17,90 m in vier Stufen bis auf 8,80 m reduziert wurde.

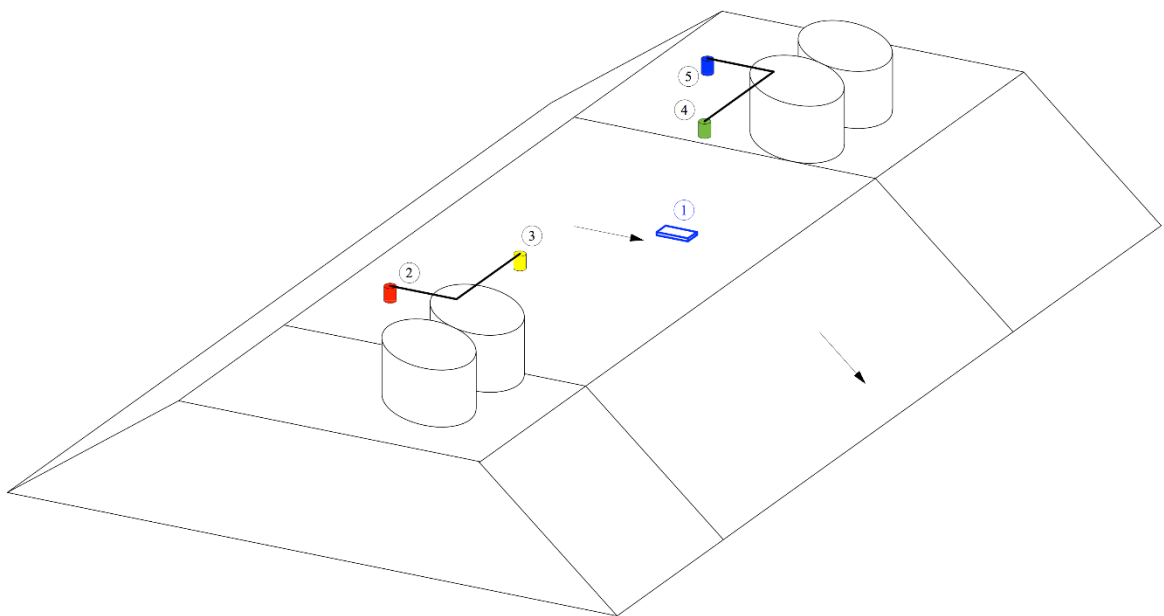


Abbildung 18: Positionen der Sensoren

Abbildung 18 zeigt die Position der eingesetzten Sensoren auf dem ersten Überströmbereich. Aus organisatorischen Gründen wurde bei den Verengungen der Überströmbreite auf die Sensoren 4 und 5 verzichtet. Eine genaue Ortsangabe, sowie die Angabe welche Sensoren im Einsatz sind, kann Abbildung 19 und Tabelle 5 entnommen werden. Dabei bedeutet ein „-“ bei der Ortsangabe, dass der Sensor nicht aufgestellt wurde.

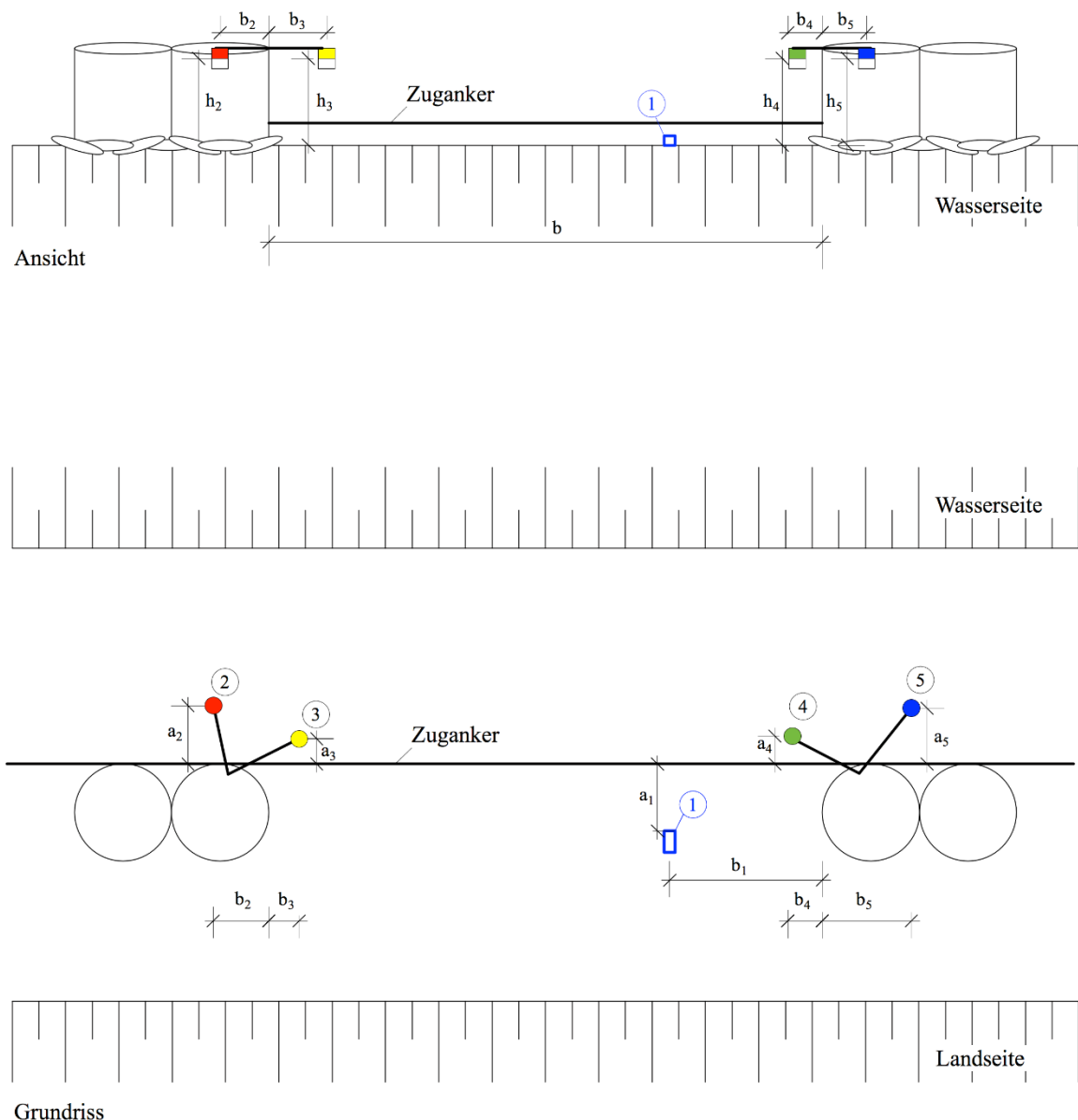


Abbildung 19: Angaben zu den Positionen der Sensoren 1 bis 5

Die Versuche 1 bis 7 wurden auf dem ersten Versuchsfeld (NW mit Schlacke-Kern) durchgeführt. Sie hatten eine gesamte Laufzeit von $t = 115 \text{ min}$ was 1 h und 55 min entspricht. In diesem Versuchsfeld ist eine bereits in Vorversuchen getestete Bentonitmatte (Kubetzek, 2010, S. 4) enthalten (vgl. Abbildung 20). Hier fanden i.d.R. keine Messungen statt, sie diente nur zur Vergrößerung der Überströmbreite. Die Abstandssensoren befinden sich außerhalb der Bentonitmatte.

Die Bentonitmatte ragt vom rechten Rand aus in das Versuchsfeld. Auf dem Versuchsfeld 1 sollte die Überströmstrecke variiert werden. Daher ist es nicht möglich ganz darauf zu verzichten, dass die Bentonitmatte mit überströmt wurde. Dies war auch bedingt durch größere Wühltierschäden auf der linken Seite der landseitigen Deichböschung des Testfeldes. Ein Entfernen der Matte vor den Versuchen war nicht mehr denkbar, da darunter keine Grasnarbe vorhanden war.



Abbildung 20: Erster Überströmbereich, startender Versuch 4 mit Beschriftungen

Es wurde entschieden, die Bentonitmatte bei den ersten Versuchen (Versuche 1 bis 4) 3 m vom rechten Rand aus in die Überströmstrecke hineinragen zu lassen. Zwischen Versuch 3 und 4 wurde die Überströmbreite vom linken Rand ausgehend verringert. Bei der nächsten Verringerung des Überströmfeldes (zwischen Versuch 4 und 5) wurde entschieden, die Matte ein wenig mehr aus dem überströmten Bereich zu nehmen, woraufhin sich der durch sie geschützte Bereich auf 1,3 m vom rechten Rand aus verringerte.

Während der Versuche war die Hauptmesstechnik auf der rechten Seite aufgebaut. Der Grund dafür liegt in einer höheren Zuverlässigkeit der Sensoren. Am linken Rand sind die

Sensoren zu Beginn sehr nah am Pumpenauslaufbereich, womit sich zusätzliche Turbulenzen und Wellenbewegungen in das Oberwasser mischen. Um den Umbau zu beschleunigen, wurde ab Versuch 4 darauf verzichtet, die Messtechnik auf der linken Seite zu installieren. Dieser Umstand und das Ziel möglichst die Initialstörstellen im Überströmbereich zu verringern, wurde der Überströmbereich am zweiten Versuchstag nur von der linken Seite aus eingeschnürt.

[m]	Versuch 1 bis 3	Versuch 4	Versuch 5	Versuch 6	Versuch 7
a ₁	1,72	1,72	1,72	1,62	1,62
b ₁	4,27	2,72	2,5	5,03	2,51
a ₂	1,40	1,40	1,00	1,00	1,00
b ₂	0,75	0,75	0,51	0,51	0,51
h ₂	1,05	1,05	0,92	0,92	0,92
a ₃	0,40	0,40	0,35	0,35	0,35
b ₃	1,00	1,00	1,27	1,27	1,27
h ₃	1,06	1,05	0,92	0,92	0,92
a ₄	0,15	-	-	-	-
b ₄	1,13	-	-	-	-
h ₄	1,04	-	-	-	-
a ₅	1,06	-	-	-	-
b ₅	0,70	-	-	-	-
h ₅	1,04	-	-	-	-

Tabelle 5: Positionsdaten der Sensoren in den Versuchen 1 bis 7, erster Überströmblock, 1. Überströmfeld



Abbildung 21: linker Rand des 1. Versuchsfeldes mit durch Sandsäcke gesicherten Vorschäden



Abbildung 22: Sandsacksicherung nach kurzer Überströmung

Abbildung 21 zeigt den Zustand des Deiches im ersten Überströmbereich vor den Versuchen. Bereits nach einer kurzen Überströmung (5 min, Versuch 1) werden die in den Initialschäden platzierten Sandsäcke von der Überströmung ausgetragen. Abbildung 22 zeigt einen Sandsack, der der ersten Überströmung standgehalten hat.

Während der Versuche hatte sich die Grasnarbe trotz der Störstellen kaum verändert. Zwischen den unterschiedlichen Intensitäten konnte kein Unterschied in dem Widerstandsverhalten der Grasnarbe festgestellt werden. An Initialschäden (größere Wühltierschäden) wurde im Laufe der Versuche Material abgetragen. Dies geschah bis auf die untere Lage des kombinierten GSY und blieb bei den Überströmungszeiten in der Größe annähernd konstant. So konnte zum Beispiel an dem am Anfang durch Sandsäcke gesicherten Schaden (Abbildung 21) keine rückschreitende Erosion in Richtung Deichkrone bei den Messungen vor und nach dem fünften Versuch festgestellt werden. Die seitliche Ausdehnung des Schadens wuchs während des Versuches um ca. 8 %.



Abbildung 23: Schädigung des Oberbodens bis zum Combigrid® mit Initialschadentrigger



Abbildung 24: Erosions- / Herausziehschäden auf der Böschung des 1. Versuchsfeldes

Ab Versuch 4 war ein Herauslösen einzelner Wurzelstränge beobachtbar. Eine Quantifizierung, ob die Wurzeln herausgezogen wurden oder um sie herum eine Erosion entstand, war auch mangels Fixpunkten nicht möglich.

4.2. Versuche auf dem 2. Überströmbereich (SO)

Das zweite Versuchsfeld wurde in beiden Versuchsblöcken (August und November) belastet. Die Versuche 8 bis 19 wurden auf dem mit Bauschutt-Kern versehenen Deichstück durchgeführt. Sie hatten eine gesamte Laufzeit von $t = 7 \text{ h } 50 \text{ min} + 18 \text{ h } 45 \text{ min} = 26 \text{ h } 05 \text{ min}$. Ziel der Versuche war es, den Langzeitwiderstand der Grasnarbe zu bestimmen.

Die südöstliche Deichböschung wies weniger Initialschäden auf. Es gab zwei Wühltierschäden in etwa auf der Höhe des Ruhewasserstands nach den Versuchen (durch die Heber-Wirkung der Pumpe steigt das Wasser etwa auf 1,56 m an). Außerdem existierte ein kleinerer Schaden etwas weiter oben auf der Böschung.

Der Sensoraufbau im zweiten Versuchsfeld entspricht dem in Abbildung 18 dargestellten. Die exakten Positionen werden in Tabelle 6 zusammengefasst.

[m]	Versuch 8 bis 11	Versuch 14 bis 19
a ₁	1,90	1,52
b ₁	4,00	2,52
a ₂	1,00	1,20
b ₂	2,10	1,65
h ₂	0,995	0,96
a ₃	0,70	0,90
b ₃	1,40	1,35
h ₃	0,93	1,01
a ₄	0,45	-
b ₄	1,00	-
h ₄	0,98	-
a ₅	1,35	-
b ₅	2,00	-
h ₅	1,10	-

Tabelle 6: Positionsdaten der Sensoren in den Versuchen 1 bis 7, erster Überströmblock, 1. Überströmfeld

Die Anzahl und die Position der Sensoren in den Versuchen 12 und 13 weicht von den anderen Versuchen ab, weswegen sie in Abbildung 25 und Tabelle 7 getrennt aufgeführt sind. Bei diesen Versuchen waren die oben genannten zusätzlichen Keilsensoren im Einsatz.

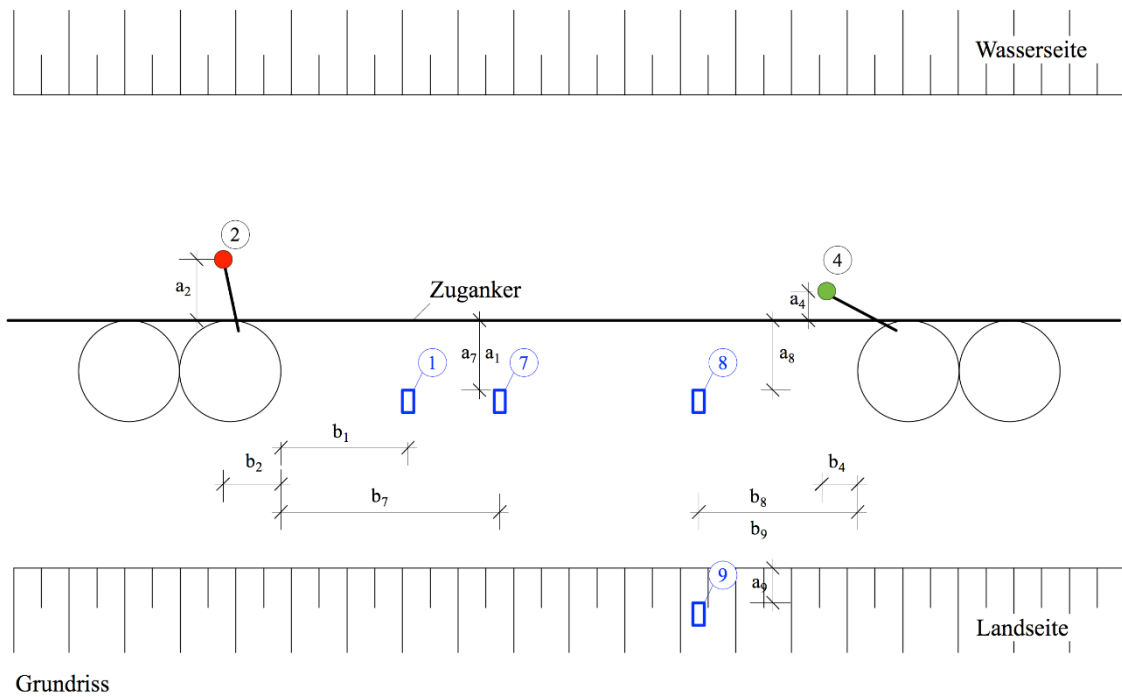


Abbildung 25: Positionen der Sensoren bei den Versuchen 12 und 13 (17.11.2014)

a_2	1,20 m	a_4	0,50 m
b_2	1,65 m	b_4	1,05 m
h_2	0,96 m	h_4	0,94 m
a_1	1,52 m	a_8	1,58 m
b_1	2,52 m	b_8	2,38 m
a_7	1,56 m	a_9	0,58 m
b_7	3,55 m	b_9	2,30 m

Tabelle 7: Positionsdaten der Sensoren in den Versuchen 12 und 13, 2. Überströmfeld (17.11.2014)

Die Daten der zusätzlichen Keilsensoren (Sensor 7 bis 9) liefern vom Sensor 1 abweichende Ergebnisse. Auf eine genaue Analyse wird verzichtet (Begründung, siehe Anlage II c ii), da die Daten des Keilsensors 1 im Verlaufe der Versuche mehrfach durch Messungen mittels Gliedermaßstab und MIB überprüft und bestätigt wurden (vgl. Anhang II). Alle folgenden Berechnungen beziehen sich wegen der damit gegebenen Vertrauenswürdigkeit auf Sensor 1. Dieser war bei allen Versuchen im Einsatz, wodurch die von ihm gewonnenen Daten vergleichbar sind.

4.2.1. Erster Versuchsblock (August 2014)

Während des ersten Versuchsblockes wurde die Böschung insgesamt 7 h und 50 min überströmt. Dabei hat der letzte Versuch (Versuch 11) die längsten zusammenhängenden Überströmdauer (4 h). Die Intensität wurde vom letzten Versuch auf dem ersten Versuchsfeld leicht zurückgeschraubt. Die Überströmbreite wurde auf 10,45 m festgelegt.

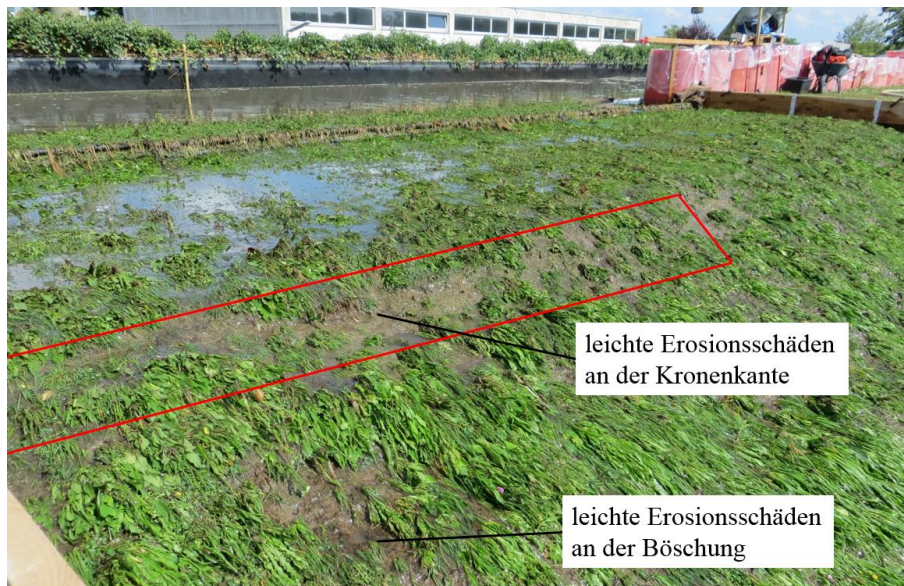


Abbildung 26: Schäden durch Überströmung am zweiten Versuchsfeld, nach Versuch 8

Bereits nach kurzer Überströmung des zweiten Versuchsfeldes lösten sich an der Kante zwischen Krone und Böschung Teile der Überdeckung. Leichte Erosionsschäden konnten an verschiedenen Stellen der Böschung beobachtet werden (vgl. Abbildung 26).

Im Laufe der Versuche 9 bis 11 konnte keine signifikante Änderung dieser Erosionsstellen festgestellt werden. Das lässt die Vermutung zu, dass es sich bei den Stellen um hydraulische Störstellen gehandelt hat, welche von der Strömung mitgerissen wurden und anschließend der Strömung keinen weiteren Angriffspunkt lieferten.

Insgesamt kann nach dem ersten Versuchsblock weder an der Grasnarbe noch an den Initialschäden eine größere Veränderung beobachtet werden. Daher wurde entschieden, weitere

Versuche auf dem zweiten Überströmbereich durchzuführen. Ziel sollte es sein, die Böschung so lange zu belasten, bis sie Aufgrund der Überströmung versagt. Vorerst wurde geplant, einen Versuch drei Tage lang ohne Unterbrechung durchlaufen zu lassen. Diese Vorgehensweise birgt allerdings folgende Probleme:

- Inspektionen des Böschungszustandes während der Versuche ist nur schwer möglich
- Dokumentation von Schäden während der Nacht ist erheblich aufwendiger und birgt das Risiko, entscheidende Prozesse zu übersehen
- Nicht ausschlaggebend: Hoher personeller Aufwand, den Versuch im Schichtbetrieb zu betreiben

Daher wurde entschieden, die Belastungen nur am Tage durchzuführen und die Sonnenstunden auszunutzen.

4.2.2. Zweiter Versuchsblock (November 2014)

Vor dem zweiten Versuchsblock wurde eine Dokumentation der vorhandenen Schäden durchgeführt. Diese umfasste vor allem den landseitigen und wasserseitigen Überströmbe- reich, sowie den gesamten wasserseitigen Bereich des Deiches. Dabei fielen in Pumpennähe, sowie am Überströmungsbereich Schädigungen auf, welche nahezu ausschließlich auf alte Wühltierschäden zurückgeführt werden konnten. Größere Schädigungen im wasserseitigen Überströmbe- reich wurden mit Sandsäcken gesichert. Ein Schädigungszuwachs konnte hier auch später nicht beobachtet werden. Auf der Landseite der Überströmungsstrecke waren außer den bereits dokumentierten Schäden keine weiteren Störstellen aufgetreten.



Abbildung 27: landseitige Deichböschung zweiter Versuchsblock (Überströmungsbereich)

Der Einfluss der Grashalme und ihrer möglichen zusätzlichen Schutzwirkung sollte mit im Fokus dieser Untersuchung stehen. Daher wurde das Versuchsfeld in zwei Versuchsbereiche unterteilt. Ein in Strömungsrichtung linker Bereich wurde kurz und ein rechter Bereich voll- ständig abgemäht. Die so vorbereitete Böschung ist in Abbildung 27 zu sehen.



Abbildung 28: landseitige Deichböschung nach dem zweiten Versuchsblock (Überströmbereich)

Nach dem zweiten Versuchsblock war eine starke Veränderung der landseitigen Deichböschung zu erkennen (vgl. Abbildung 27 und Abbildung 28). Es haben sich ganze Erdschollen aus dem Deich gelöst und wurden von den Wassermassen aufgelöst. Das kombinierte GSY konnte den Deichkern vor einer tiefergehenden Erosion schützen. Das Wirrgelege wurde teilweise von den Wassermassen aus seiner Verankerung gerissen. Auffällig war, dass es sich hauptsächlich um ein Versagen des Wirrgeleges im Verankerungsbereich, bzw. der stumpfen Stoßkante der Matten handelte, da diese Schäden ausschließlich dort aufgetreten sind. Dieses Versagen trat bei Versuch 14 auf. Zu diesem Zeitpunkt wurde der Deichabschnitt im zweiten Versuchsblock weitere 3 h überströmt und damit insgesamt etwas über 10 h. Das Lösen des Wirrgeleges wurde zunächst bei dem mittleren und größten Schaden in Abbildung 28 beobachtet. Während Versuch 14 blähte sich das Wirrgelege, in dem zuvor durch das Wasser verdeckten Bereich, blasenartig auf. Der Versuch wurde aufgrund des Schadens abgebrochen. Anschließend wurde die Böschung vorsichtig neu belastet. Dabei wurde die Ausdehnung der Schadstelle nach oben zu einem Fixpunkt gemessen. Als Fixpunkt diente hier ein Rohr für einen bis 2004 benutzten Grundwasserdruckgeberschacht (vgl. Abbildung 29). Der kürzeste Abstand zwischen dem Schaden und dem Fixpunkt betrug ursprünglich 1,90 m. Nach 5 1/2 h Überströmung konnte eine fortschreitende Erosion von 5 cm nachgewiesen werden. Weitere 6 h Überströmung verkürzten den Abstand auf 1,40 m, was einer fortschreitenden Erosion von 50 cm entsprach. Aus diesem Grund lässt sich vermuten, dass die fortschreitende Erosion mit anhaltender Überströmung nicht linear zunimmt.

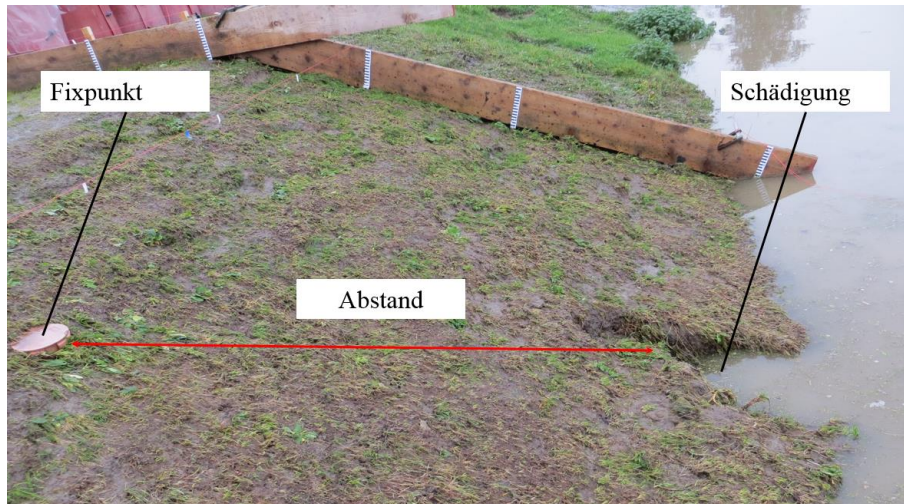


Abbildung 29: Fixpunkt der Messung der Ausbreitung der Schädigung

Um ein besseres Gefühl für die Effekte auf dem Deich zu erhalten, wurden an verschiedenen Stellen der Krone und der landseitigen Böschung Schrauben bündig in den Deich eingeschraubt. Ziel war es herauszufinden, ob es sich eher um ein Herausziehen der Wurzeln oder ein Umspülen und Erodieren des Bodenmaterials um die Wurzeln herum handelt.



Abbildung 30. Vollständig eingeschraubte Schraube Abbildung 31: leicht freigelegte Schraube

Dabei konnte festgestellt werden, dass sich an vielen Stellen keine Veränderungen zeigten, an anderen Stellen ließen sich nach den Versuchen Veränderungen nur im mm-Bereich und somit im Bereich der Messgenauigkeit nachweisen.

Ab den Versuchen 18 und 19 wurde der Anker mittels Wagenheber nach oben gedrückt und auf die Randbohlen aufgebockt. Dies ermöglichte es, ihn aus der Strömung zu heben und

somit eine noch naturnähere Situation zu erzeugen, wodurch vor allem die Messdaten der Strömungsmessbirne im ankernahen Bereich an Wert gewannen.

Nach Versuch 19 mussten alle Versuche am Deich eingestellt werden, da durch eine bereits im Vorfeld aufgefallene Umläufigkeit an der Pumpe, völlig unabhängig von der Überströmung, ein Deichbruch entstand. Nahe des Auflagers des Pumpenrohrs wurde der Deich hier senkrecht um zwei bis fast drei Meter abgetragen. Im Deichfußbereich gab es eine Verbindung zwischen Wasser- und Landseite des Deiches. Weitere Überströmungen waren daher vor einer Sanierung nicht gefahrlos möglich.



Abbildung 32: Deichbruch an der Pumpe

5. Auswertung / Ergebnisse der Überströmungsversuche

Die Messdaten für die einzelnen Versuche sind im Anhang zusammengefasst. Dabei werden die Daten des Keilsensors in Form eines Geschwindigkeitsprofils (Abbildung 34) und die Daten der Abstands-Sensoren in Form einer Funktion der Wasserspiegelschwankung dargestellt.

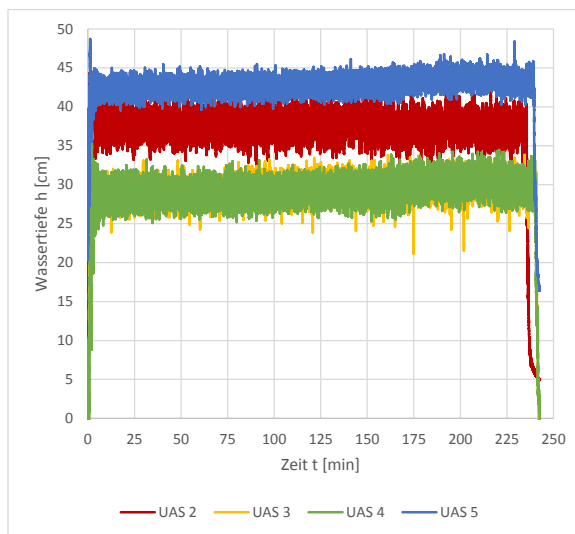


Abbildung 33: Daten der UAS (Versuch 11)

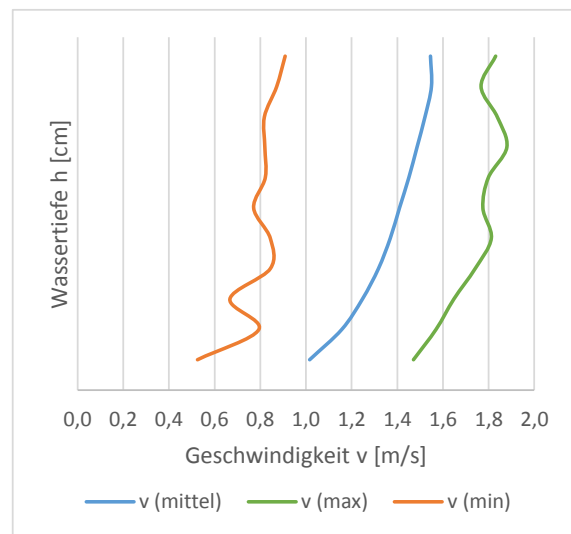


Abbildung 34: Daten des Keilsensors (Versuch 11)

Abbildung 33 zeigt vor allem die Wasserspiegelschwankungen an. Die unterschiedlichen Wassertiefen ergeben sich aus den Positionen der Sensoren (vergleiche hierzu Abbildung 18). Abbildung 34 zeigt das vom Keilsensor auf der Krone gemessene Geschwindigkeitsprofil. Dabei ist die Wassertiefe aufgrund der leichten Wellenschwankung für das mittlere Geschwindigkeitsprofil nicht angegeben. Die umhüllende orangene und grüne Kurve zeigt die vom Sensor maximal ermittelten Geschwindigkeiten an, um einen Eindruck der Geschwindigkeitsschwankung zu erhalten. Beispielhaft wurden hier die Daten des Versuches 11 aufgetragen. Die Datenblätter der einzelnen Versuche sind im Anhang II zu finden.

Aus den Messergebnissen der magnetisch induktiven Messung auf der Deichkrone können Querprofile (beispielhaft in Richtung der Schnüre, Abbildung 14) und Längsprofile (orthogonal zu den Schnüren, in Fließrichtung) erstellt werden.

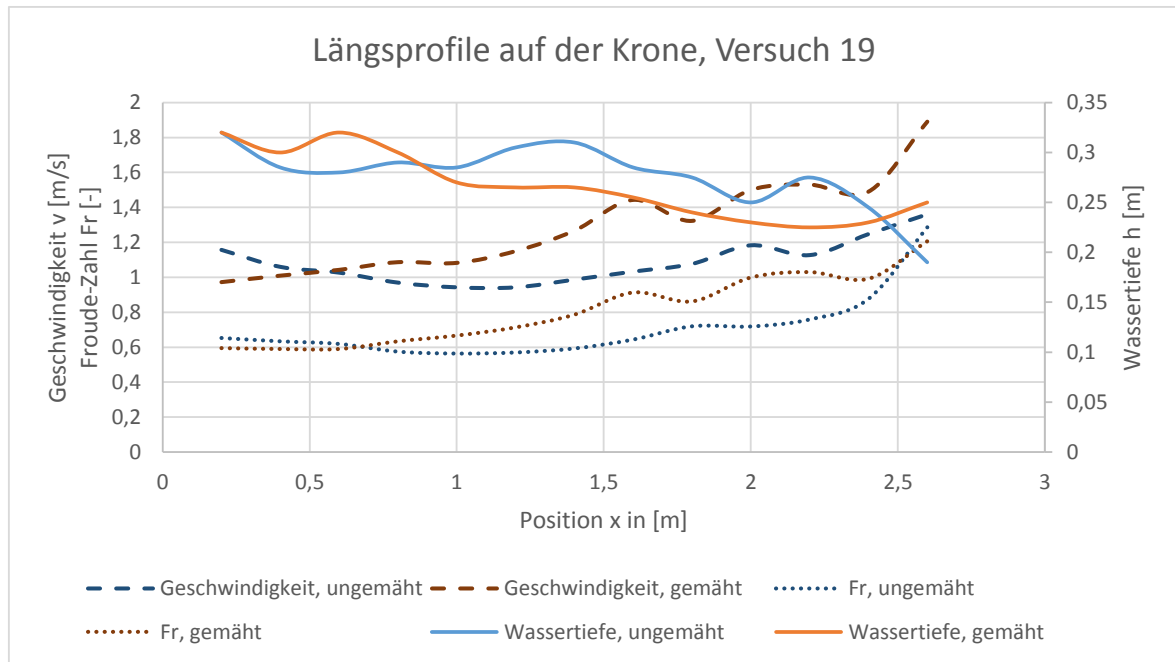


Abbildung 35: Längsprofil der Geschwindigkeiten und Wassertiefen auf der Deichkrone (Versuch 19)

Dabei geht die x-Achse am Zuganker los. Das Querprofil endet kurz nach der Kante zur Böschung (2,2 m). Man kann an Abbildung 35 erkennen, dass beim gemähten Bereich die Froude-Zahl und damit die Grenztiefe etwas früher erreicht wird.

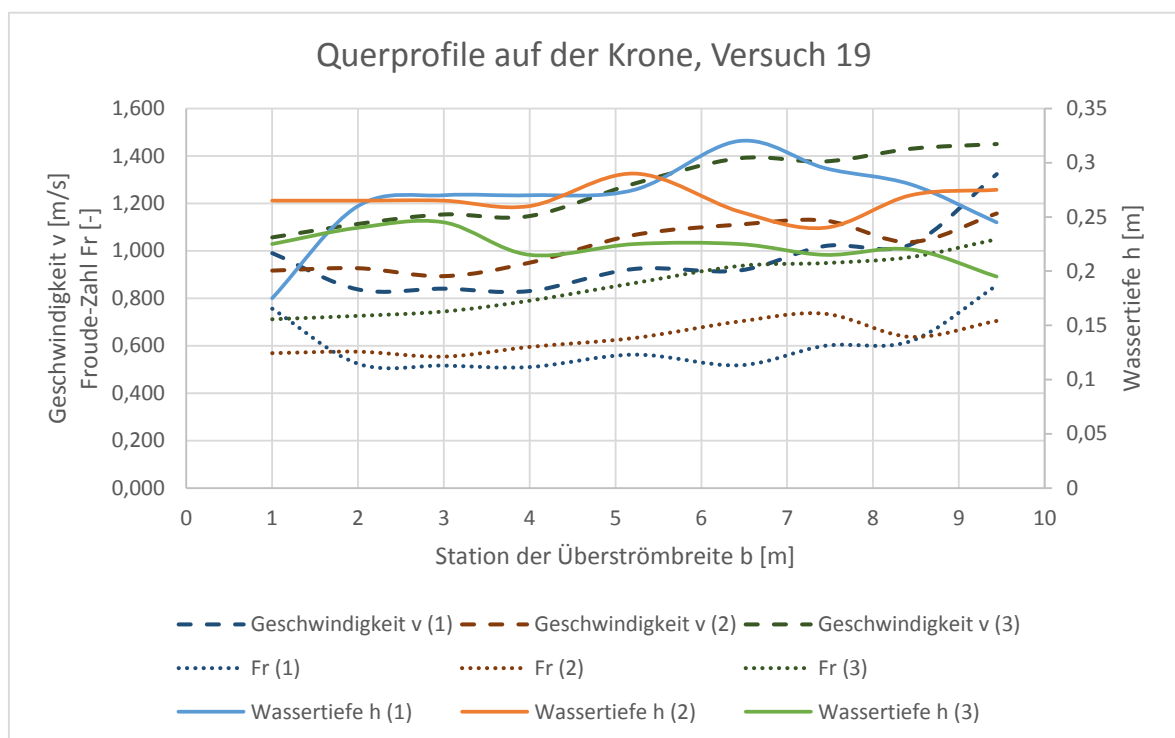


Abbildung 36: Querprofile der Geschwindigkeiten und Wassertiefen auf der Deichkrone (Versuch 19)

Die in Abbildung 36 dargestellten Stationen der Überströmstrecken werden vom rechten Rand aus gemessen. Die einzelnen in Abbildung 36 dargestellten Messstrecken (1 bis 3) sind jeweils einen Meter in Strömungsrichtung voneinander entfernt. Dabei wurde ab Versuch 12 das Schnurgerüst benutzt, um Positionen zu bestimmen. Die erste Schnur des Gerüsts befindet sich 20 cm von dem Zuganker entfernt. Man erkennt auf den Querprofilen die Änderung der hydraulischen Parameter über die Breite. Dabei kann festgestellt werden, dass diese annähernd konstant sind. Schwankungen aufgrund von Wellenbewegungen treten bei dieser Darstellung in Form von Bergen und Tälern (vgl. Wassertiefe (2)) auf.

Bei Versuch 19 sind Geschwindigkeit und Froude-Zahl im rechten Diagrammbereich größer als im linken. Dies liegt an der gemähten Grasnarbe. Weitere Diagramme, sowie die Messdaten können dem Anhang II entnommen werden.

5.1. Schadensbild der Böschung nach dem 2. Überströmblock

Das Schadensbild am Ende der Versuche deutet auf verschiedene mögliche Ursachen hin (Abbildung 37). Rot umrandet sind die Bereiche, an denen zu Beginn des zweiten Versuchsblock Initialschäden vorlagen (vgl. Abbildung 28). Während der Versuche waren diese nicht zugänglich oder zu sehen. Der Wasserstand auf der Landseite stieg nach den Versuchen infolge des Hebereffektes innerhalb von rund 2 ½ min von dem hellblau markierten Stand bis zu dem dunkelblau markierten Stand, wodurch die Inspektionszeit der Schäden zwischen den Versuchen sehr begrenzt war.

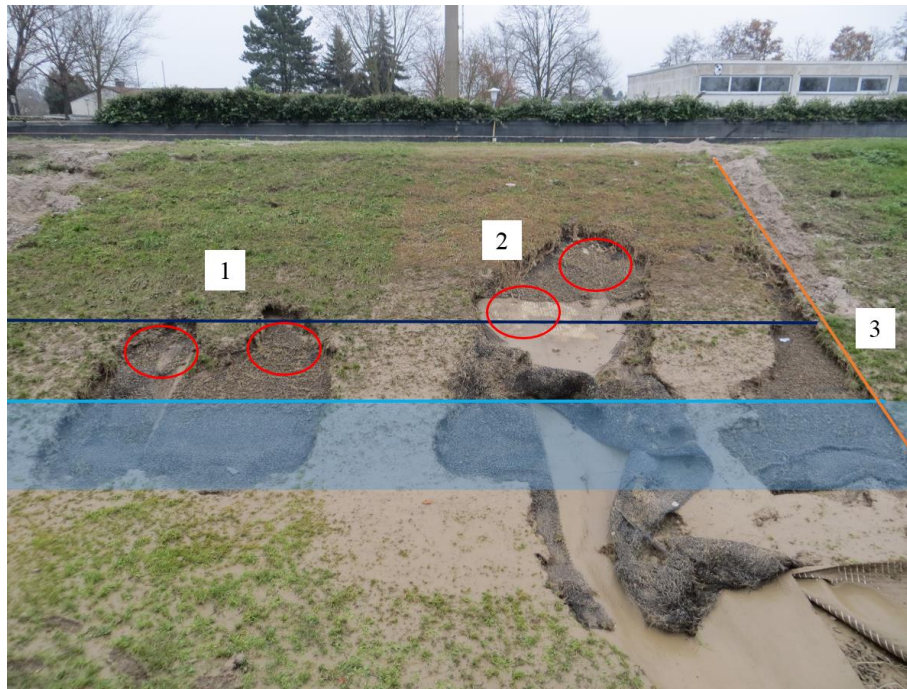


Abbildung 37: Schadensbild am Versuchsende mit Erläuterungen

- Initialschäden: rote Kreise
- Randbegrenzung durch Bohlen: orangen Linie
- Ruhewasserspiegel: dunkel blaue Linie
- Wasserstand während der Versuche: hellblaue Linie
- Wechselsprungbereich: hellblauer Bereich
- 1 bis 3: Nummerierung der Schäden

Nach dem Schadensbild stellt sich die Frage, um welche Art von Erosion es sich handelt:

- eine vorschreitende Erosion, von den Initialschäden getriggert oder
- eine rückschreitende Erosion, durch den hydraulischen Wechselsprung getriggert

Rein vom Schadensbild her konnte diese Frage nicht geklärt werden. Die Beobachtungen lassen eher auf eine von den Initialschäden getriggert Erosion schließen, weil diese Erosionen nur an den Initialschäden stattfanden. Eine Ausnahme stellt der Schaden Nummer 3 auf der rechten Seite des Fotos dar. An der Stelle wurde keine bekannte Vorschädigung aufgenommen. Er trat an der Begrenzungsbohle (orange Linie) auf. Ähnlich wie bei den Initialschäden gab es auch an dieser Stelle Bedingungen, mit anderen Belastungen als auf der restlichen Böschung.

5.2. Berechnung der auftretenden hydraulischen Belastungen

Zur Beurteilung der auftretenden Belastung ist es notwendig, die Geschwindigkeiten und Wassertiefen auf der Böschung zu bestimmen, speziell am unteren Ende der Böschung, an welcher die Belastungen am größten sind. Die durch das fließende Wasser hervorgerufenen Belastungen (Sohlschubspannung) auf der Böschung können mittels der Gleichungen 11 und 12 berechnet werden.

In diese Gleichungen gehen die Wassertiefe und die Fließgeschwindigkeit auf der Böschung ein. Messtechnisch ist es kaum möglich, diese zu bestimmen. Stattdessen ist es möglich, die Belastungen iterativ zu berechnen. Als Eingangswert dient dafür der hydraulische Durchfluss, welcher während der Versuche gemessen wurde.

Diese Berechnung nennt man iterative Spiegellinienberechnung. Die Iteration kann nicht über verschiedene Fließformen (strömend/schießend) vorgenommen werden. Auf der Böschung herrscht schießender Abfluss. Die Iteration muss also an der Stelle beginnen, an der das Wasser anfängt zu schießen (Böschungskante). Charakterisiert wird dieser Bereich durch die Grenztiefe, welche sich durch das Einsetzen von Gleichung 2 in Gleichung 7 berechnen lässt:

$$h_{\text{grenz}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}} \quad \text{Gleichung 21}$$

Dabei ist die Grenzbedingung zwischen strömendem und schießendem Wasser ($Fr = 1$) einzusetzen. Bei den Messungen mittels der induktiven Messbirne kann die Grenztiefe, unabhängig vom Durchfluss, an der Kante zwischen der Krone und der Böschung nachgewiesen werden. An der Stelle des, hydraulisch glatteren, gemähten Bereiches stellt sich die Grenzwassertiefe ca. 20 cm früher ein, bleibt jedoch bis zur Kante nahe der Grenztiefe (vgl. Abbildung 35). Im Folgenden wird die Grenzwassertiefe vereinfachend immer genau am Übergang von der Krone zur Böschung angesetzt.

Abbildung 38 zeigt beispielhaft die Wasserspiegel- und Geschwindigkeitsveränderung, sowie die Schubspannungsänderung auf der Deichböschung. Die Ergebnisse der Iterationen der anderen Versuche können Tabelle 8, sowie dem Anhang II e entnommen werden.

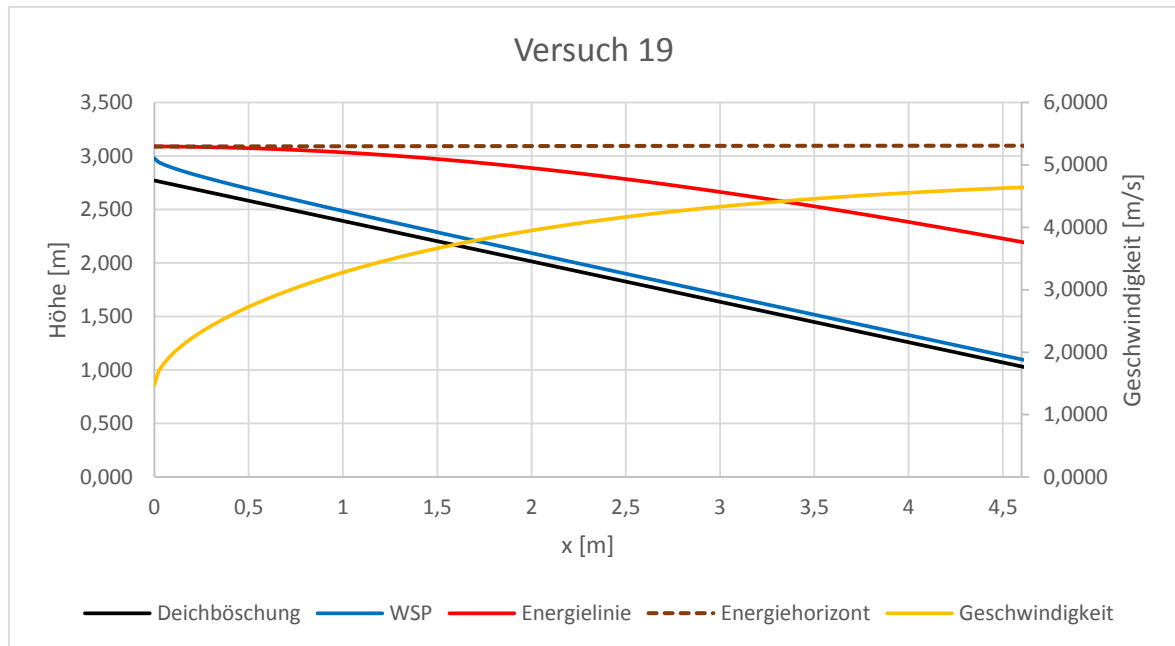


Abbildung 38: beispielhafte Spiegellinieniteration des Versuchs 19 (unbelüftet)

Maximal mögliche auftretende Schubspannung

Setzt man Gleichung 10 in Gleichung 11 ein, lässt sich die maximal erreichbare Schubspannung auf einer Böschung, in der sich Normalabflussbedingungen einstellen, berechnen:

$$\tau_{0,max} = \rho \cdot g \cdot h \cdot I_s = \rho \cdot g \cdot h \cdot \tan(\beta) \quad \text{Gleichung 22}$$

Die überströmte Böschungslänge beträgt während der Versuche in etwa 5 m. Nach 5 m sind die Normalabflussbedingungen noch nicht erreicht. Diese stellen sich nach der Spiegellinienberechnung erst nach ca. 8 m Böschungslänge ein (asymptotische Funktion). Nach 5 m erreicht die Sohlschubspannung etwa 90 % ihres Maximalwertes.

Nr.	Dauer t [min]	Breite b [m]	Durchfluss Q [m³/s]	Wassertiefe h _{min} [m]	Geschwindigkeit v _{max} [m/s²]	Schubspannung τ _{0, max} [kN/m²]
1	5	17,9	2,68 ± 0,40	0,041	3,619	0,149
2	10	17,9	2,83 ± 0,54	0,044	3,594	0,144
3	20	17,9	2,68 ± 0,22	0,041	3,619	0,149
4	20	15,42	2,25 ± 0,16	0,041	3,582	0,147
5	20	13,60	1,79 ± 0,11	0,038	3,440	0,138
6	20	11,31	2,25 ± 0,16	0,051	3,893	0,161
7	20	8,80	2,25 ± 0,13	0,061	4,222	0,179
8	20	10,45	2,25 ± 0,15	0,054	4,017	0,168
9	60	10,45	3,00 ± 0,18	0,065	4,409	0,190
10	120	10,45	2,94 ± 0,12	0,062	4,509	0,202
11	240	10,45	3,47 ± 0,22	0,072	4,615	0,202
12	35	10,44	3,54 ± 0,18	0,072	4,616	0,202
13	120	10,44	3,13 ± 0,16	0,065	4,582	0,205
14	45	10,44	2,73 ± 0,16	0,060	4,389	0,194
15	15	10,44	2,61 ± 0,10	0,058	4,323	0,190
16	60	10,44	2,57 ± 0,12	0,057	4,302	0,189
17	220	10,44	2,34 ± 0,14	0,054	4,154	0,180
18	330	10,44	3,20 ± 0,24	0,068	4,502	0,196
19	360	10,44	3,42 ± 0,24	0,071	4,623	0,204

Tabelle 8: minimale erreichte Wassertiefen, sowie maximal aufgetretene Geschwindigkeiten und Schubspannungen der Großversuche, unbelüftet berechnet

Nach Tabelle 8 konnte während der Versuche eine maximale Sohlschubspannung von 205 N/m² im unteren Böschungsbereich erreicht werden. Die dazugehörige Wassertiefe betrug 0,065 m und die Geschwindigkeit 4,582 m/s (grau eingefärbt). Die erste größere Schädigung konnte erst am nächsten Tag nach einer weiteren Überströmzeit von 45 min beobachtet werden. Die maximale Belastung alleine hat hier scheinbar nicht die wichtigste Rolle gespielt.

Abmilderung der Schubspannung infolge des Lufteintrags durch die Selbstbelüftung

An den kritischen Stellen am Böschungsfuß herrscht starker Lufteintrag. Die meisten Sensoren können unter diesen Umständen keine brauchbaren Daten liefern oder ihre Einsatzmöglichkeit sind nach Herstellerangaben nicht gegeben.

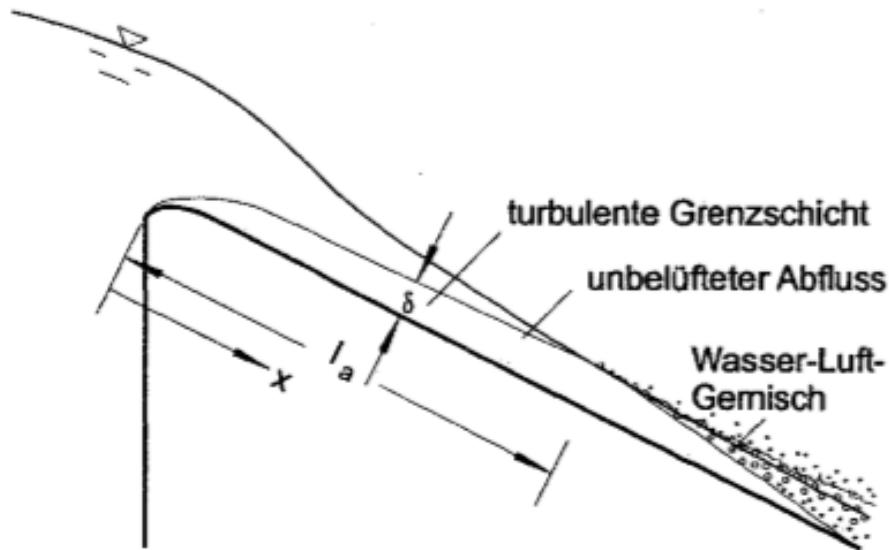


Abbildung 39: Lufteintrag an der Wasseroberfläche in einem steilen Gerinne (Heinemann, 2003, S. 147)

Ein weiterer Schritt in der Berechnung ist die Berücksichtigung des Lufteintrags in die Strömung und die damit verbundene Veränderung von Fließgeschwindigkeit, Wassertiefe, Dichte und Reibungskraft auf die Sohle. Der Lufteintrag stellt sich ein, sobald die turbulente Grenzschicht (vgl. Abbildung 39) die Wasseroberfläche erreicht und somit Luftpartikel in den Strom einträgt. Während der Versuche kann beobachtet werden, dass sich dieser ungefähr zwei Meter nach dem Übergang von der Krone zur Böschung einstellt.

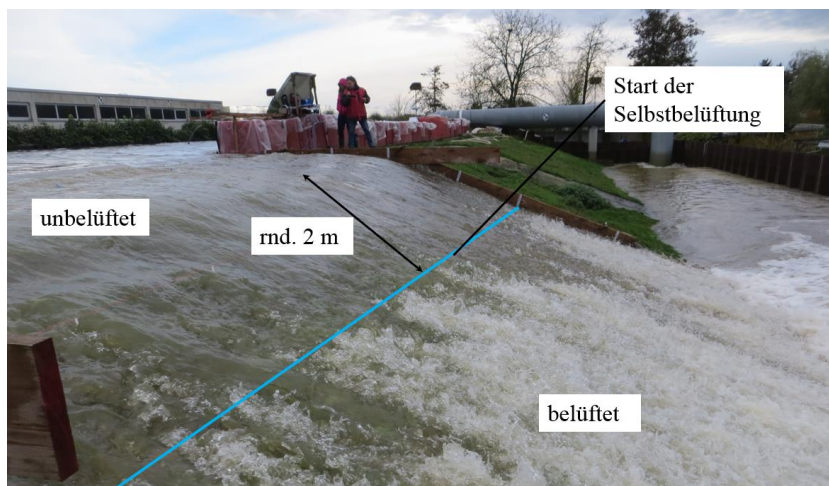


Abbildung 40: Beginn der Selbstbelüftung

Nach Annemüller (1996) ergibt sich die Dicke der turbulenten Grenzschicht δ zu $x/100$ (vgl. Abbildung 39). Das würde bedeuten, dass die Wassertiefe an der oben markierten Stelle 2 cm entsprechen müsste. Diese Angabe deckt sich mit den komplexeren empirischen Formeln von Bauer (1945) und Wood et. al (1983). Die Beobachtungen in den Versuchen,

sowie die Berechnung der Wassertiefen auf der Böschung widersprechen dem. Die Wassertiefe an dieser Stelle entspricht rund dem vierfachen Wert. Im Versuchsstand würde sich die Formel zu $\delta \approx x / 24$ ergeben.

Es ist denkbar, dass diese Diskrepanz auf die Grasnarbe zurückzuführen ist. Die Halme legen sich in der Regel bei einer Überströmung an den Deich an. Einzelne Halme könnten weiter in die Strömung ragen und das Ausbrechen der turbulenten Grenzschicht so früher triggern. In den zitierten Arbeiten wurden i.d.R. nichtbewachsene Versuchsaufbauten gewählt. Der Einfluss der Grasnarbe wird dadurch gestützt, dass die Belüftung nicht homogen über die Böschung verteilt zu beginnen scheint (vgl. Abbildung 40). An manchen Stellen der Böschung entsteht die Selbstbelüftung erst später.

Diese Vermutung zeigt einen weiteren Vorteil der Grasnarbe, da eine weiter oben einsetzende Selbstbelüftung die Belastungen auf die Sohle entsprechend weiter oben abschwächt. Dies hat auf die maximale abgeminderte Sohlschubspannung keinen direkten Einfluss.

Tabelle 9 gibt die Extremwerte von Wassertiefe, Geschwindigkeit und Schubspannung mit berechneter Belüftung nach Gleichung 8, sowie 9 und 2 an. Bei der Berechnung wurde von einem Selbstbelüftungsbeginn von $\delta \approx x / 24$ ausgegangen, wobei der Beginn der Belüftung auf die Quantität des Eintrags an dem untersten Böschungspunkt keinen Einfluss hat. Sobald das Wasser vollständig durchmischt ist, ist die Luftkonzentration nach Gleichung 8 nur von der Wassergeschwindigkeit und geometrischen Parametern abhängig. Die Vollständige Durchmischung von Wasser und Luft tritt dabei etwas nach dem Punkt des Selbstbelüftungsbeginns auf (vgl. Abbildung 39).

Nr.	Dauer t [min]	Breite b [m]	Durchfluss Q [m³/s]	Wassertiefe h _{min} [m]	Geschwindigkeit v _{max} [m/s²]	Schubspannung τ _{0, max} [kN/m²]
1	5	17,9	2,68 ± 0,40	0,045	3,316	0,121
2	10	17,9	2,83 ± 0,54	0,047	3,337	0,121
3	20	17,9	2,68 ± 0,22	0,045	3,316	0,121
4	20	15,42	2,25 ± 0,16	0,044	3,325	0,123
5	20	13,60	1,79 ± 0,11	0,041	3,198	0,116
6	20	11,31	2,25 ± 0,16	0,055	3,631	0,137
7	20	8,80	2,25 ± 0,13	0,065	3,939	0,152
8	20	10,45	2,25 ± 0,15	0,058	3,741	0,143
9	60	10,45	3,00 ± 0,18	0,070	4,108	0,162
10	120	10,45	2,94 ± 0,12	0,067	4,171	0,168
11	240	10,45	3,47 ± 0,22	0,077	4,303	0,171
12	35	10,44	3,54 ± 0,18	0,079	4,303	0,170
13	120	10,44	3,13 ± 0,16	0,071	4,245	0,172
14	45	10,44	2,73 ± 0,16	0,064	4,063	0,162
15	15	10,44	2,61 ± 0,10	0,062	4,002	0,159
16	60	10,44	2,57 ± 0,12	0,062	3,983	0,158
17	220	10,44	2,34 ± 0,14	0,058	3,849	0,151
18	330	10,44	3,20 ± 0,24	0,073	4,197	0,166
19	360	10,44	3,42 ± 0,24	0,076	4,304	0,172

Tabelle 9: minimale erreichte Wassertiefen, sowie maximal aufgetretene Geschwindigkeiten und Schubspannungen der Großversuche, belüftet berechnet.

Beim Vergleich von Abbildung 37 und Abbildung 40 fällt auf, dass sich an der Stelle des zeitlich ersten beobachteten Schadens (Schaden 2 in Abbildung 40) die Selbstbelüftung erst um einiges später einstellt. Dieses Phänomen kann möglicherweise auf den oben beschriebenen Effekt der Grashalme zurückgeführt werden. Der Umstand, dass an den Initialschäden eine nahezu geschlossene Wasserddecke vorliegt, bedeutet, dass die Belastungen durch die Sohlschubspannungen hier nicht, bzw. nicht so weit abgemindert werden dürfen.

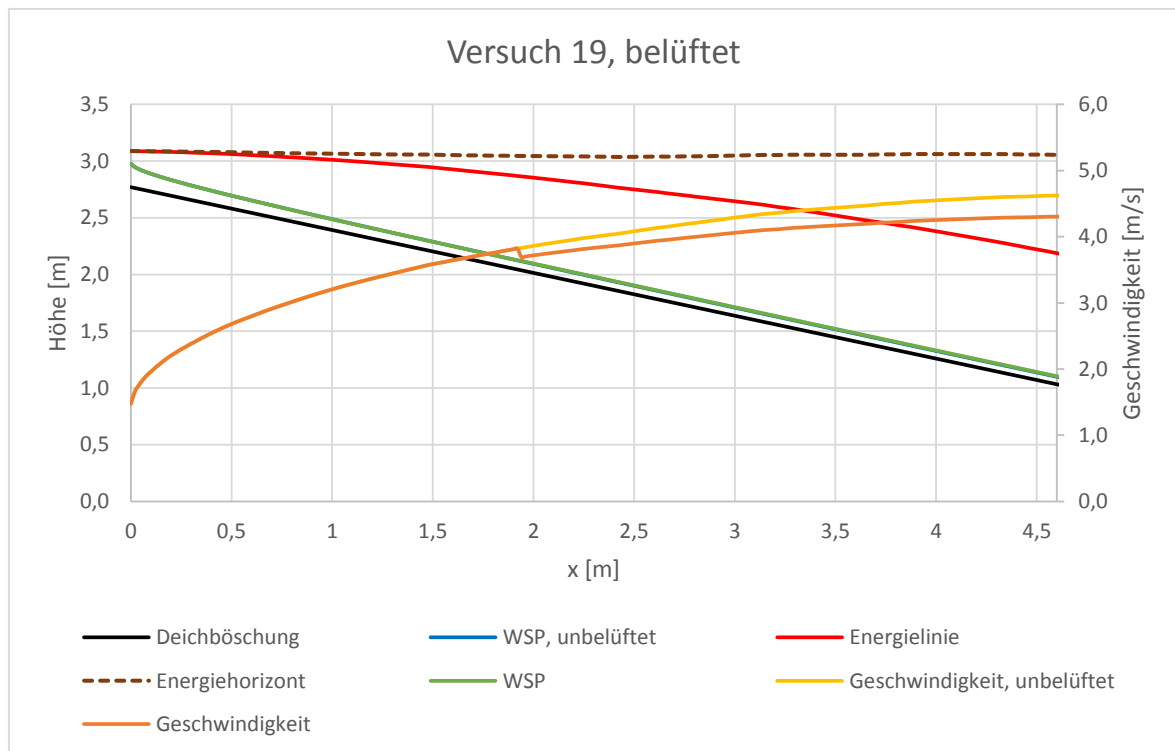


Abbildung 41: beispielhafte Spiegellinieniteration des Versuchs 19 (belüftet)

Vergleicht man die maximalen aufgetretenen Belastungen (ohne Lufteintrag) aus Tabelle 8 mit den Berechnungen in Tabelle 9 erhält man eine Abminderung der Schubspannung von rund 16 %.

Die durch Lufteintrag hervorgerufene Änderung der Geschwindigkeit ist in Abbildung 41 mit einem Sprung dargestellt. Dieser tritt in der Natur nicht auf, da die Belüftung sich von diesem Punkt an langsam einstellt. Da dieser Punkt im Folgenden nicht von größerer Bedeutung ist, wird er hier vernachlässigt.

6. Geotechnische Analyse der Deichdeckschicht

6.1. Laborversuche zur Bestimmung der Bodenparameter

Zur Bestimmung der Eigenschaften der Grasnarbe wurde eine Untersuchung des anstehenden Bodens unerlässlich. Das Probematerial wurde auf zwei verschiedene Arten gewonnen:

- mittels Einschlagstutzen (ungestört)
- mittels Spaten (gestört)

Zwischen dem ersten und dem zweiten Versuchsblock wird am 13.08.2014 an drei Stellen der landseitigen Böschung des Deiches Bodenmaterial entnommen, welches im Labor geotechnisch untersucht wird. Die Proben wurden außerhalb des noch einmal zu belastenden Überströmbereichs aus den Versuchsfeldern 1 und 2 sowie dem Übergangsbereich entnommen (vgl. Abbildung 42).

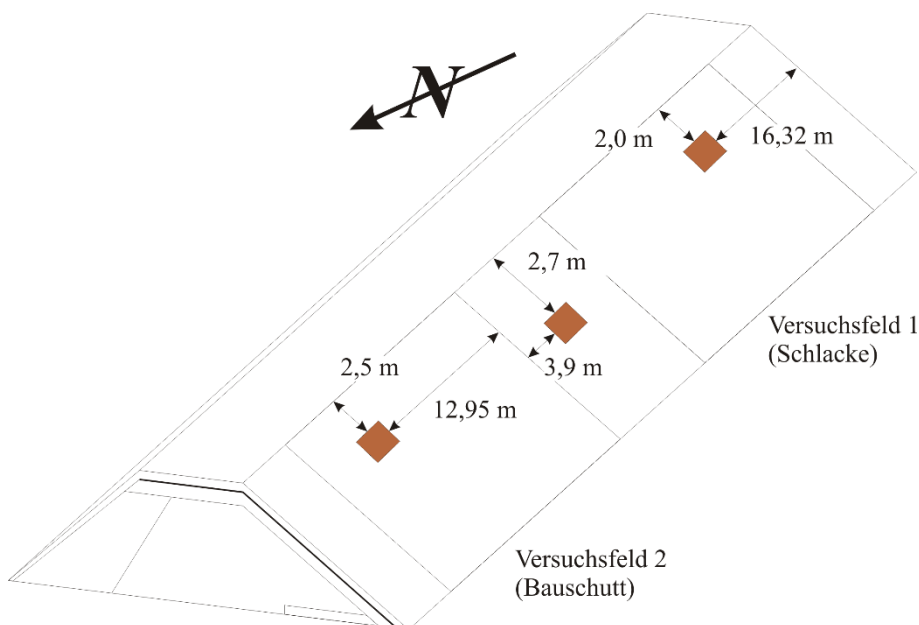


Abbildung 42: Lage der Schürfe 1 bis 3

Bei der gestörten Entnahme wurde darauf geachtet, dass die Proben möglichst gefügetreu entnommen und luftdicht verpackt wurden. Ferner wurde das Wirrgelege und das kombinierte GSY in den Versuchsfeldern beprobt. Der unter dem GSY anstehende Wühltierschutz wurde als gestörte Probe entnommen.

An den so entnommenen Proben wurden Bodenkennwerte und Eigenschaften mittels geotechnischer Versuche im Labor des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt bestimmt.

Die ungestörten Oberbodenproben wurden zur Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes, der Wasserdurchlässigkeit, sowie der natürlichen Feuchtdichte, natürlichen Lagerungsdichte und Trockendichte verwendet.

An den gestörten Oberbodenproben wurden Rahmen-Scherversuche, sowie Kornverteilung, Zustandsgrenzen, Wassergehalte, Korn- und Proctordichte ermittelt.

Generell wurde das Bodenmaterial möglichst ungestört und damit mit vollem Wurzelmaterial geprüft. Daher ergeben sich teilweise relativ große Schwankungen der Kennwerte.

An den gestörten Proben des Wühltierschutzes wurden eine Kornverteilungsanalyse sowie eine natürliche Wassergehaltsermittlung vorgenommen.

Zusätzlich wurden an alle Prohebereiche tiefenabhängig Glühverluste bestimmt. Damit kann auf die Durchwurzelungstiefe der vorhandenen Begrünung geschlossen werden.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der geotechnischen Versuche dargestellt. Eine genauere Auswertung, die Versuchsprotokolle und eine Übersicht über die genommenen Proben können dem Anhang III a - j entnommen werden.

6.1.1. Benennen und Klassifizieren des Bodens

Um das Bodenmaterial im oberflächennahen Bereich zu benennen und zu klassifizieren, wurden drei kombinierte Sieb- und Schlämmanalysen für den Oberboden erstellt, sowie zwei weitere vom Wühltierschutz (durchgeführt nach DIN 18123 (2011) und DIN 18196 (2006)).

Der Oberboden besteht, wie der gesamte Deich, aus Auffüllmaterial. Das Material des Oberbodens ist natürlichen Ursprungs und kann als feinkörniger Boden benannt werden. Optisch unterscheidet sich der Boden im Zwischenbereich (Probefeld 2) und in den Überströmbereichen nicht. Die Kornverteilungskurven unterscheiden sich jedoch stark. Das Probematerial im Zwischenbereich ist um einiges plastischer als das Material in den Überströmbereichen. Andere Parameter, wie Proctordichte, Durchlässigkeit und Scherparameter ähneln sich stark. Deswegen kann davon ausgegangen werden, dass kein stark unterschiedliches Bodenmaterial vorliegt. Die Zustandsgrenzen des Oberbodens werden durch die:

- Fließgrenze $w_L = 46,6 \pm 8,0 \%$
- Ausrollgrenze $w_P = 22,6 \pm 6 \%$

charakterisiert. Damit handelt es sich bei dem Boden um einen stark sandigen, mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen Ton (TM/TA) mit organischen Bestandteilen. Abbildung 43 verdeutlicht die Inhomogenität des Oberbodens.

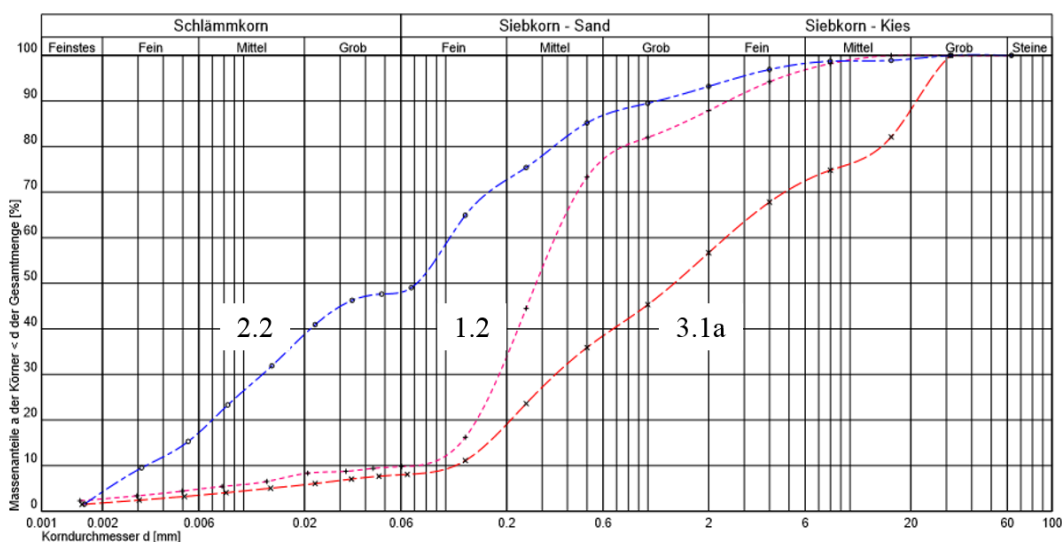
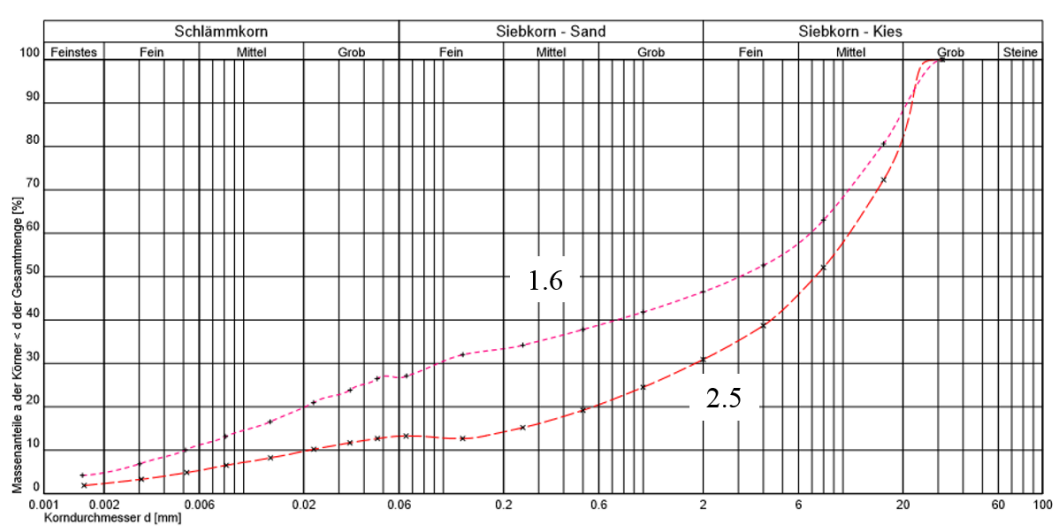


Abbildung 43: Kornverteilung des Oberbodens

Die Wühltierschutzschicht besteht aus gebrochenem, grobkörnigem Bodenmaterial. Es kann als sandiger, teilweise stark schluffiger Kies (sa si* Gr) angesprochen werden.



Die Kornverteilungen und Versuchsprotokolle können dem Anhang III b entnommen werden.

6.1.2. Wassergehalt der Bodenproben

Während des Versuchsprogrammes wurden Wassergehaltsversuche nach DIN 18121-1 (1998) durchgeführt, um den in situ Wassergehalt zu bestimmen. Zusätzlich wurden viele Wassergehalte als Teil anderer Versuche bestimmt. Aus den Versuchen ergeben sich folgende in situ Wassergehalte:

- $22,91 \pm 0,22$ % der Oberbodenschicht
- $5,70 \pm 2,18$ % der Wühltierschutzschicht

In Verbindung mit Kapitel 6.1.1 kann der Oberboden damit als steif beschrieben werden. Die hohe Abweichung des Wassergehalts der Wühltierschutzschicht lässt sich dadurch erklären, dass es während der Probenahme der letzten Proben (Versuchsfeld 1) anfang zu regnen. Der Wühltierschutz nimmt schneller Wasser auf, womit der Wassergehalt im trockenen Zustand eher einem niedrigeren Wert entspricht, als dem oben angegebenen Wert. Der Wassergehalt der wesentlich wichtigeren Oberbodenschicht schwankt kaum, weswegen entschieden wurde, dass die Beprobung des 1. Versuchsfeldes nicht wiederholt werden musste.

6.1.3. Wasserdurchlässigkeit der Bodenproben

Speziell für die Oberbodenschicht sind drei Wasserdurchlässigkeitsversuche nach DIN 18130-1 (1998) durchgeführt worden. Die Wasserdurchlässigkeit des Oberbodens lässt sich damit zu

$$k_{f, 10, \text{Oberboden}} = 8,8 \pm 3,8 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

bestimmen. Diese Werte stammen von ungestörtem Probenmaterial. Aus der Kornverteilung des Wühltierschutzes lässt sich ebenfalls ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert nach Bialas ermitteln. Auf eine labortechnische Ermittlung wird bei dem grobkörnigen Material verzichtet.

$$k_{f, \text{Wühltierschutz}} = 9,572 \cdot 10^{-4} \text{ bzw. } 4,603 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \rightarrow 4,788 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

6.1.4. Glühverluste

Um den Durchwurzelungsgrad des Oberbodens zu bestimmen, wurde der Laborversuch zur Bestimmung des Glühverlusts nach DIN 18128 (2002) verwendet.

Die Differenz der Wägungen zur Trockenmasse gibt den Glühverlust in Masse-% an. Tendenziell ist diese Methode zur Bestimmung der reinen Wurzelmasse eines Bodens ggf. ungenau, da auch andere Bodenbestandteile mit verglühen können. Im vorliegenden Fall kann davon ausgegangen werden, dass die pulverisierten Böden maximal einen vernachlässigbar geringen Anteil anderer verglühbare Bestandteile aufweisen.

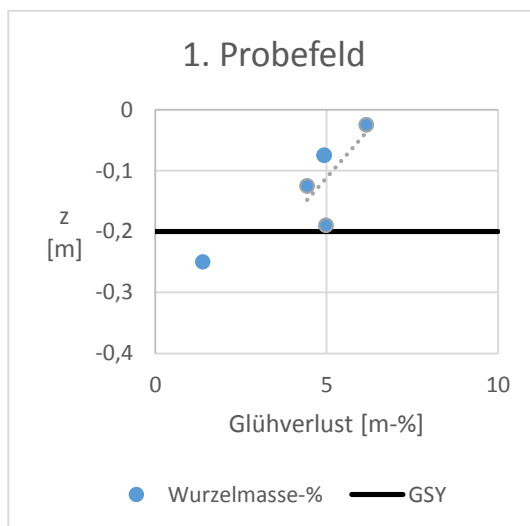


Abbildung 44: tiefenabhängige Glühverluste im 1. Versuchsfeld

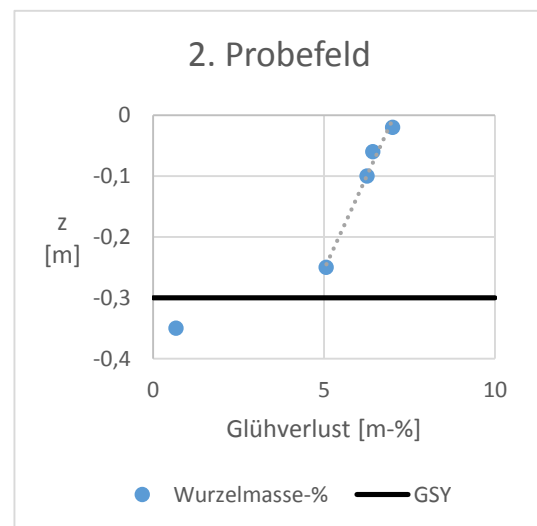


Abbildung 45: tiefenabhängige Glühverluste im 2. Versuchsfeld

Um das Wurzelvolumen im Verlauf der Tiefe bestimmen zu können, wurden insgesamt 14 Glühverlustversuche durchgeführt. Die einzelnen Ergebnisse können Abbildung 44 bis Abbildung 46 entnommen werden.

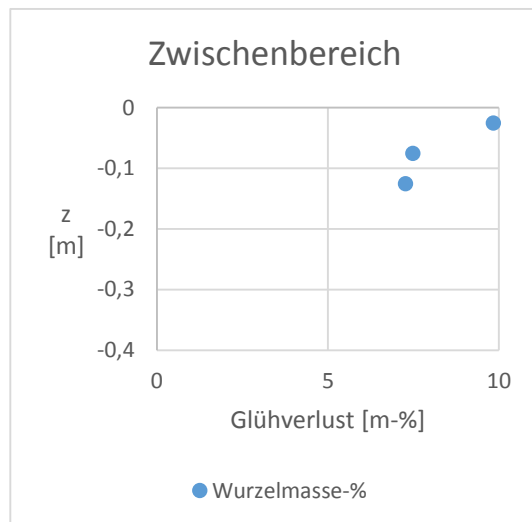


Abbildung 46: tiefenabhängige Glühverluste im Zwischenbereich

Im 3. Probefeld existieren kein Wühltierschutz oder kombiniertes GSY, da dieses sich im Zwischenbereich des Deichaufbaus befindet. Man erkennt die Streuung der Versuche. Eine nahezu lineare Abhängigkeit zwischen der Wurzelmasse und der Tiefe ist bei den Probefeldern 1 und 2 deutlich. Ebenso zeigt sich eine starke Abnahme der Wurzelmasse unterhalb des kombinierten GSY im Wühltierschutz.

Eine Regressionsgrade ergibt eine Differenz zur prognostizierten Wurzelmasse im Probefeld 1 von 52 % und im Probefeld 2 von 84 %. Diese Diskrepanz kann durch den Umstand hervorgerufen sein, dass im Probefeld 1 die Geotextillage um 10 cm tiefer liegt.

Abbildung 17 zeigt die Arten und visuell bestätigten Tiefen der Wurzeln. Es lässt sich vermuten, dass speziell die dickeren Wurzeln die kombinierte GSY-Lage durchstoßen können, während die dünneren Wurzeln eher Verästelungen untereinander eingehen. Durch diese Vermutung zusammen mit der für die Wurzeln vermutlich nicht ganz so attraktiven Wühltierschutzschicht lässt sich das rapide Abnehmen der Wurzeln unterhalb des kombinierten GSY-Bereichs erklären.

6.1.5. Dichteanalysen

Um eine Aussage über die Verdichtung des Oberbodens zu erhalten wurden Proctor-Versuche nach DIN 18127 (2012) durchgeführt und mit der aus den ungestörten Stutzen ermittelbaren natürlichen Lagerungsdichte verglichen. Letztere wurde mithilfe der möglichst gefügetreu entnommenen Proben für die Scherversuche verifiziert.

- Proctordichte $\rho_{pr} = 1,58 \pm 0,08 \text{ g/cm}^3$
- Optimaler Wassergehalt $w_{opt} = 20,47 \pm 3 \%$
- Natürliche Dichte $\rho_{nat} = 1,39 \pm 0,23 \text{ g/cm}^3$

Damit lässt sich nachweisen, dass im Boberboden rund 88% der Proctordichte erreicht sind. Die hohe Standardabweichung der natürlichen Lagerungsdichte lässt außerdem auf eine inhomogene Verdichtung schließen. Nach DIN 19712 (2013, S. 50) sollten Schluff und Ton im Deichaufbau mindestens 95% der Proctordichte aufweisen. Dieser Wert gilt nicht speziell für den Oberboden, sondern allgemein.

Neben der Proctordichte wird in Pyknometern die Korndichte des Oberbodens bestimmt.

- Korndichte $\rho_s = 2,598 \text{ g/cm}^3$

6.1.6. Scherparameter und Verformungsmodul

An den Probestellen wurde der Boden mittels Spaten gefügetreu ausgestochen. Anschließend wurde der Boden samt Korngefüge und Wurzeln in den Scherrahmen nach DIN 18137-3 (2002) eingebaut. Da es sich um einen Oberboden handelte, wurde zunächst versucht, den Boden mit möglichst wenig Normalspannung zu belasten. Nach der ersten Versuchsreihe wurde die Normalspannung erhöht. Grund dafür ist, dass ohne ausreichende Auflast die Gefahr einer Kopfplattenverschiebung erhöht ist und die Versuchsergebnisse schlechter auswertbar sind. Folgende Ergebnisse wurden erreicht:

- Reibungswinkel $\varphi' = 28 \pm 4^\circ$
- Kohäsion $c' = 13 \pm 5 \text{ kN/m}^2$

Es lässt sich eine große Standardabweichung zwischen den einzelnen Versuchen feststellen. Dies kann verschiedenen Ursachen haben, wie:

- Divergierende Wurzelmasse in den Proben
- Dichteschwankungen in den Proben (Verdichtung)
- Schwankung in der Korngrößenzusammensetzung

Diese Effekte treten bei Oberböden häufig auf und sind z.T. natürlich bedingt.

Bei einem der Versuche (Probe 3.1) lässt sich das Probematerial nicht ungestört einbauen, weshalb der Boden (in natürlicher Dichte) mit Wurzelmaterial in drei Schichten eingebaut wurde. Die Versuchsprotokolle können im Anhang III i eingesehen werden.

Fügt man die Ergebnisse der neun Teilversuche in ein einzelnes τ - σ -Diagramm ein, erhält man die in Abbildung 47 gezeigte Graphik. Eine Regressionsgrade aller drei Versuche liefert folgende Scherparameter:

- Reibungswinkel $\varphi' = 35,91^\circ$
- Kohäsion $c' = 8,56 \text{ kN/m}^2$

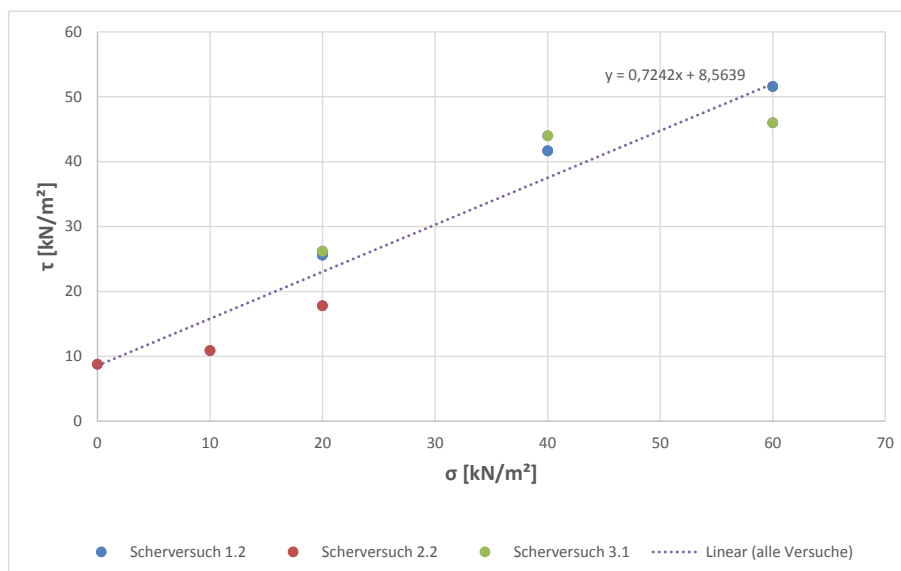


Abbildung 47: Auswertung aller drei Scherversuche

6.2. In situ Versuche zur Bestimmung der Lagerungsdichte

6.2.1. Bestimmung der Lagerungsdicht durch DPH und DPL

Bodenaufschlüsse sind in der Geotechnik die Grundlage für alle Berechnungen. Bei dem Deich handelt es sich um ein künstlich aufgeschüttetes Bauwerk, dessen Baustoffe bekannt sind. Unbekannt ist jedoch die Lagerungsdichte (Verdichtung) der Baustoffe über die Tiefe verteilt. Um diese zu bestimmen, wurde ein Sondierprogramm festgelegt und durchgeführt.

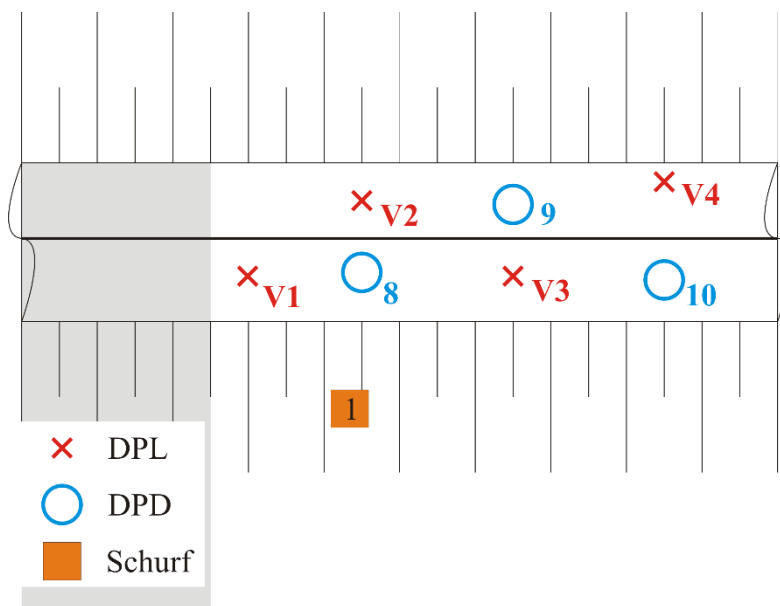


Abbildung 48: Sondierungen und Plattendruckversuche im 1. Versuchsfeld; Maßstab: 1:200

- Genaue Maße können dem Anhang III k – m entnommen werden
- Bentonitmatte: hellgrau

Abbildung 48 und Abbildung 49 geben einen Überblick über die Lage der einzelnen Sondierungen. Insgesamt wurden zwei schwere Sondierungen (DPH: 1,3 m und 2,8 m tief), sowie zwölf leichte Sondierungen (DPL: 0,3 m bis 0,7 m tief) durchgeführt. Aus arbeitssicherheitstechnischen Gründe wurde darauf verzichtet im Bereich der Böschung zu sondieren. Die Sondierungen erfolgten am 29.12.2014.

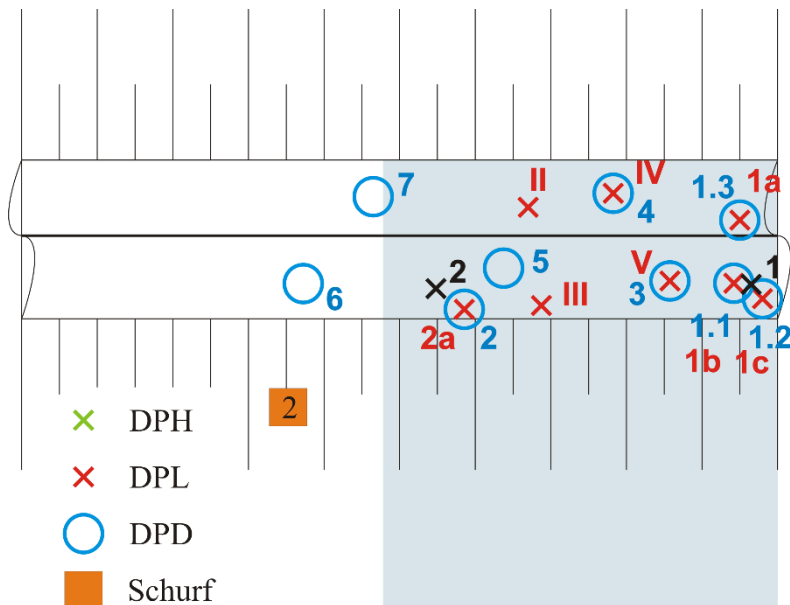


Abbildung 49: Sondierungen und Plattendruckversuche im 2. Versuchsfeld; Maßstab: 1:200

- Die genauen Abstände können dem Protokoll im Anhang III k – m entnommen werden
- Der Überströmbereich ist hellblau markiert

Die leichten Sondierungen dienten dabei hauptsächlich dazu, den Deichaufbau (Schichttiefe) im oberflächennahen Bereich zu bestimmen. Diese sollten Aufschluss darüber geben, wie die homogen Schichttiefe und Lagerungsdichte des Oberbodens ausfallen.

Bei allen leichten Sondierungen (Profile im Anhang III I) zeigt sich ein deutlicher Anstieg der Schlagzahlen in einer Tiefe von 0,3 m. Aus diesem Grund kann die Oberbodenschicht als nahezu homogen 0,2 m mächtig angesehen werden. Diese Tiefe und damit die Tiefe der Lage der Geotextilien ergaben sich durch die beiden Schürfe 1 und 2 zur Probeentnahme (im August 2014) nicht. Nach den Sondierungen kann nun die verlässliche Angabe einer Schichtdicke von 0,2 m gemacht werden.

Neben dieser geometrischen Aussage lässt sich anhand der leichten Sondierungen eine Inhomogenität der Lagerungsdichte aufweisen. Die Lagerungsdichte der obersten 20 cm schwankt in den Versuchen von 3 bis zu 16 Schlägen (vgl. beispielhaft Abbildung 50 und

Abbildung 51). In der obersten Schicht sind Schwankungen durchaus nicht unüblich, allerdings nicht in diesem Ausmaß.

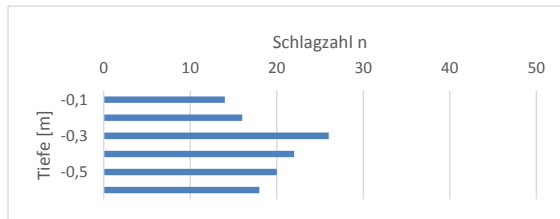


Abbildung 50: DPL 2a 2. Überströmfeld, nach dem Anker

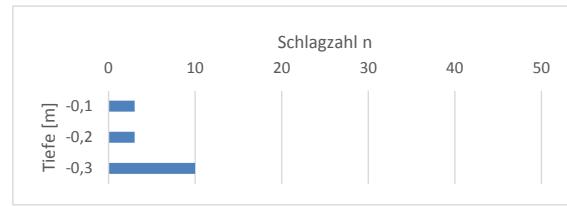


Abbildung 51: DPL V4, 1. Überströmfeld, vor dem Zuganker

Zusätzlich und unterstützend werden zwei schwere Rammsondierungen im NW Überströmfeld (Versuchsfels 2) durchgeführt. Die erste schwere Sondierung stößt nach einiger Zeit auf ein Sondierhindernis, die Zweite (DPH 2: Abbildung 52) geht bis in den Natürlichen Boden unterhalb des Deiches.

Die DPH 2 kann zusätzlich im unteren Deichaufbau (Kernbereich) eine schlechte Verdichtung nachweisen, welche hier nicht weiter von Belang ist.

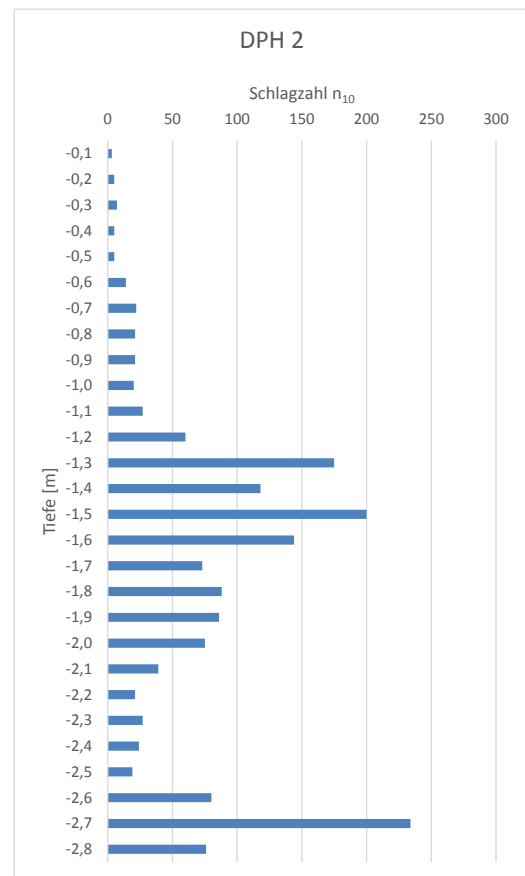


Abbildung 52: Schwere Ramsondierung durch den Deich bis zum natürlichen Boden

6.2.2. Bestimmung des oberflächennahen dynamischen Verformungsmoduls

Neben den Sondierungen wurde der dynamische Verformungsmodul an 12 verschiedenen Stellen auf der Oberfläche der Krone bestimmt (vgl. Abbildung 48 und Abbildung 49):

- Dynamischer Verformungsmodul $E_{vd} = 17,78 \pm 11,2 \text{ MN/m}^2$

Die hohe Standardabweichung deutet auf eine starke Inhomogenität der Verformungsmoduli der oberflächennahen Schicht hin. Damit kann nachgewiesen werden, dass der Verdichtungsgrad von 88% Proctordichte (vgl. Kapitel 6.1.5) nicht homogen über den Deich verteilt ist (vgl. Abbildung 53 und Abbildung 54). Es zeigt sich, dass der E_{vd} -Wert speziell im Überstömbereich besser ist als in benachbarten Bereichen. Gleichzeitig zeigten sich in der Regel niedrigere Werte auf der wasserseitigen Deichkrone („vor dem Anker“) im Vergleich zu dem Kronenbereich nach dem Anker. Außerdem lassen sich die Einflüsse der Standpunkte des Versuchstandes und der Hochwasserschutzelemente als Verbesserung der E_{vd} -Werte nachweisen. Das lässt auf eine Verdichtung der oberflächennahen Schichten schließen, die durch die Hochwasserschutzelemente entstanden sein könnten.

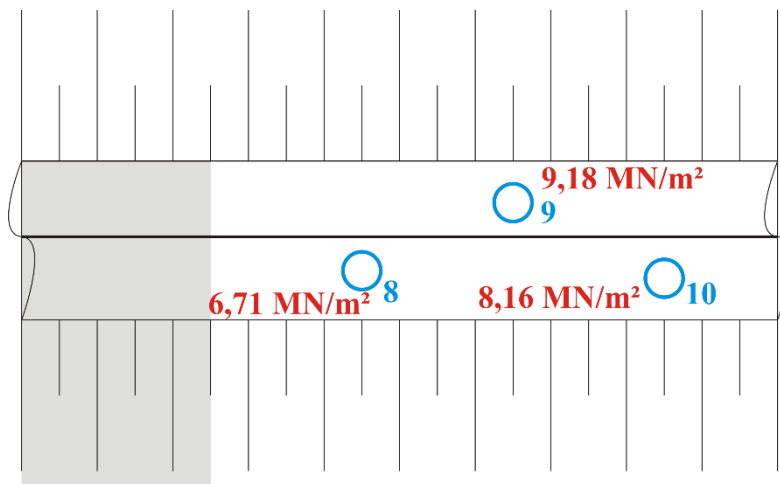


Abbildung 53: Positionen und E_{vd} -Werte [MN/m^2] der DPD-Versuche des 1. Versuchsfeldes; Maßstab 1:200

Eine genauere Aussage über die Proctordichten an den Messpunkten ist aufgrund der Schichtung, der im Messbereich befindlichen GSY und der teilweise sehr schlechten E_{vd} -Werte nicht möglich (Lehmann S. , 2011).

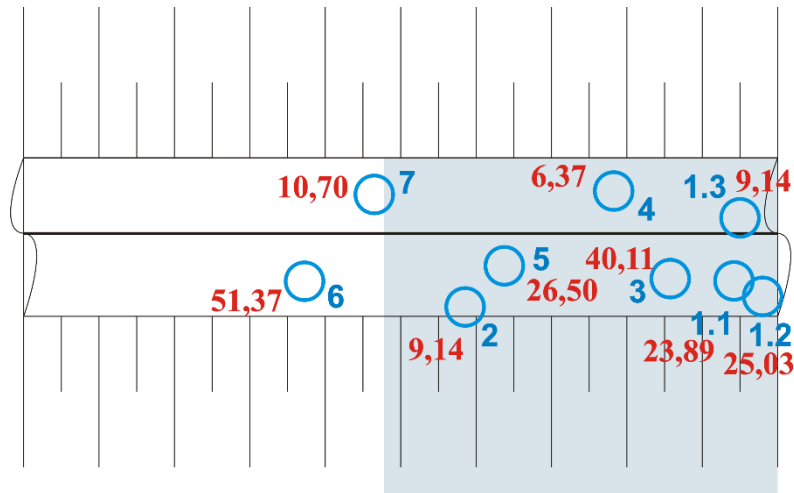


Abbildung 54: Positionen und E_{vd} -Werte [MN/m²] der DPD-Versuche des 1. Versuchsfeldes; Maßstab 1:200

Zusammenfassende Bewertung der Verdichtung

Alle drei Dichteangaben zum Oberboden schwanken stark (Laborversuche, Sondierungen und Plattendruckversuche). Damit ist zweifelsfrei nachgewiesen, dass kein Messfehler vorliegt. Die Oberbodenschicht des Forschungsdeiches ist inhomogen und mangelhaft verdichtet. Eine folgende Berechnung, welche sich auf den von der Verdichtung stark abhängigen Bodenparameter Wichte stützt, ist daher mit Unsicherheiten behaftet.

7. Standsicherheit des Deiches

Um die Standsicherheit und Deckwerksstabilität des Forschungsdeiches besser beurteilen zu können, wurde zunächst ein idealisiertes mechanisches Modell des Deiches aufgestellt. An ihm können im Anschluss die erforderlichen mechanischen Nachweise geführt werden.

Der Deichaufbau ist in Kapitel 3.1 beschrieben. Es sind nach Steuernagel (2007, S. 66) verschiedene Versagensmechanismen eines Deiches denkbar:

- Beschädigung der wasserseitigen Böschung durch Wellenschlag
- Rutschung der wasserseitigen Böschung durch Unterspülung und Kolkbildung
- Oberbodenrutschung an der binnenseitigen Böschung durch Sickerwasser/-linie
- Tiefergehende Risse und Rutschungen an der binnenseitigen Böschung
- Unterströmung des Deichkörpers mit Materialaustrag
- Materialaustrag in der binnenseitigen Böschung (Piping)
- Erosion der landseitigen Böschung und Krone durch Überströmung

Bei dem Forschungsdeich gibt es keine Beeinträchtigung durch Wellenschlag oder Sickerwasser. Auch das Unterströmen kann dank einer Dichtfolie unterhalb des Deichs und der Wasserseite ausgeschlossen werden.

Des Weiteren sind großräumige geotechnische Versagensarten denkbar:

- Verschieben des Deiches infolge der Einstauung und Spreizspannung
- Böschungsbruch (geradlinige bzw. gekrümmte Gleitfläche)
- Geländebruch
- Grundbruch

Thema dieser Arbeit ist die Standsicherheit der Grasnarbe. Aus diesem Grund werden die Nachweise gegen Gleiten, Kippen, Gelände- und Grundbruch nicht weiter betrachtet. Der Nachweis gegen Böschungsbruch wird im Folgenden geführt.

Für alle Nachweise gilt, dass die Bemessung bei Hochwasser in der Bemessungssituation BS-T und bei Überströmung in der Bemessungssituation BS-A zu führen ist (EC 7-1 (2013) und DIN 19712). In dieser Thesis geht es um Grenz- und Schwellenwerte, also zunächst den Grenzzustand. Aus diesem Grund wäre es sinnvoll, die Einfluss- und Widerstandsgrößen alle in charakteristischer Form zu belassen. In diesem Fall wären alle Teilsicherheitsbeiwerte 1,0. Tabelle 10 zeigt die normativ geregelten Teilsicherheitsbeiwerte an. Dabei fällt auf, dass im außergewöhnlichen Fall die Sicherheitsbeiwerte für die Einwirkung ($\gamma_{G,dest.}$) und den Scherwiderstand der Bodennägel (γ_{M0}) bereits zu 1,0 gesetzt sind. Der Sicherheitsbeiwert ($\gamma_{R,h}$) ist für alle Bemessungssituationen zu 1,1 gesetzt worden. Dieser Beiwert dient auch dazu, die Unsicherheiten des rechnerischen Nachweises selbst entsprechend zu fassen. Im Folgenden wird dafür die außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) herangezogen.

	BS-T	BS-A
$\gamma_{G,dest.} :$	1,05	1,0
$\gamma_{R,h} :$	1,1	1,1
$\gamma_{M0.} :$	1,0	1,0

Tabelle 10: Teilsicherheitsbeiwerte vorübergehend (BS-T) und außergewöhnlich (BS-A)

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass bei Bauwerken, welche planmäßig überströmt werden sollen (z.B. Entlastungsbauwerke) eine ggf. höhere Sicherheit bei der Bemessung angesetzt werden sollte (z.B. vorübergehender Bemessungszustand, BS-T). Diese Entscheidung muss der zugehörige Planer treffen.

7.1. Bestimmung der Bodenparameter

Um die erforderlichen Nachweise führen zu können, müssen die Bodenparameter des Deiches bekannt sein. Die Bodenparameter der Oberbodenschicht wurden im Labor bestimmt (Kapitel 6.1). Die Bodenkennwerte der Wühltierschutzschicht und der Tondichtung wurden für die Berechnung geschätzt. Die Kennwerte der Kernmaterialien können zum Teil Steuernagel (2007, S. 28 - 30) entnommen werden.

Der Wühltierschutz kann als schluffiger Kies (vgl. Anhang III b) angenommen werden. Die Tondichtung wird als mittelpastisch angenommen. Mittlere bodenmechanische Kennwerte können den Schneider-Bautabellen (Engel, Franke, Winkler, & Bartl, 2010, S. 11.24) entnommen werden. Damit ergeben sich die Bodenkennwerte zu:

Bodenart	Wichte γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	Reibungs- winkel ϕ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]
Oberboden (TM)	$13,9 \pm 2,3$ ¹	$5,5 - 8,5$ ³	28 ± 4 ¹	13 ± 5 ¹
Wühltierschutz	$21 - 24$ ³	$11,5 - 15,5$ ³	$35 - 43$ ³	$0 - 7$ ³
Tondichtung	$18 - 21$ ³	$8,5 - 11$ ³	$25 - 30$ ³	$15 - 40$ ³
Schlacke	$20 - 22,5$ ³	$10,5 - 13$ ³	42 ²	110 ²
Bauschutt	$21 - 23$ ³	$11,5 - 13,5$ ³	45 ²	35 ²

Tabelle 11: Bodenkennwerte des Deiches, ¹eigene Versuche, ² (Steuernagel, 2007), ³ (Engel, Franke, Winkler, & Bartl, 2010)

Die Hochofenschlacke wird hier als ein Kies-Sand-Feinkorngemisch, bei dem die bindigen Eigenschaften den Boden charakterisieren (in ³ Sprengung des Korngerüstes), angenommen. Diese Annahme wird von der hohen ermittelten Kohäsion gestützt. Der Bauschutt wird als sandiger Kies mit wenig Feinkorn angenommen.

Die sehr guten Scherparameter der Kernmaterialien verwundern etwas. Sie wurden im Labor bestimmt (Steuernagel, 2007) und werden daher als korrekt angenommen. Im den folgenden Nachweisen spielen Sie jedoch keine Rolle und dienen hier lediglich dazu eine Gesamtübersicht zu erhalten.

7.2. Standsicherheit der Böschung

7.2.1. Mechanische Modellbildung

In der Regel hat ein Böschungsbruch eine kreisförmige Gleitlinie. Dies gilt vor allem bei homogen aufgebauten Böden. Befinden sich in dem Bereich in dem der Böschungsbruch wahrscheinlich stattfindet Schichtgrenzen, können diese eine anders geformte Gleitfläche verursachen (Sýkora, 1999, S. 74).

Bei einem Deichaufbau haben wir es mit einer für die Geotechnik ungewöhnlich bekannten Baugrundsituation (künstlich gebaut) zu tun. Außerdem sind die potentiell vorhandenen Störfächen nahezu exakt parallel zur Böschung ausgerichtet.

Diese Thesis beschäftigt sich mit dem Versagen der Grasnarbe. Die Gesamtstandsicherheit wurde bereits für die Vorgängerprojekte beurteilt und gilt als nachgewiesen. Das Schadensbild am Ende der Versuche (vgl. Abbildung 28) deutet auf ein Versagen der Böschung mit gerader Gleitlinie an einer der Schichtgrenzen, bzw. direkt darüber oder darunter hin. Abbildung 55 zeigt den im Folgenden betrachteten Ausschnitt einer unendlichen Böschung und die daran wirkenden Kräfte.

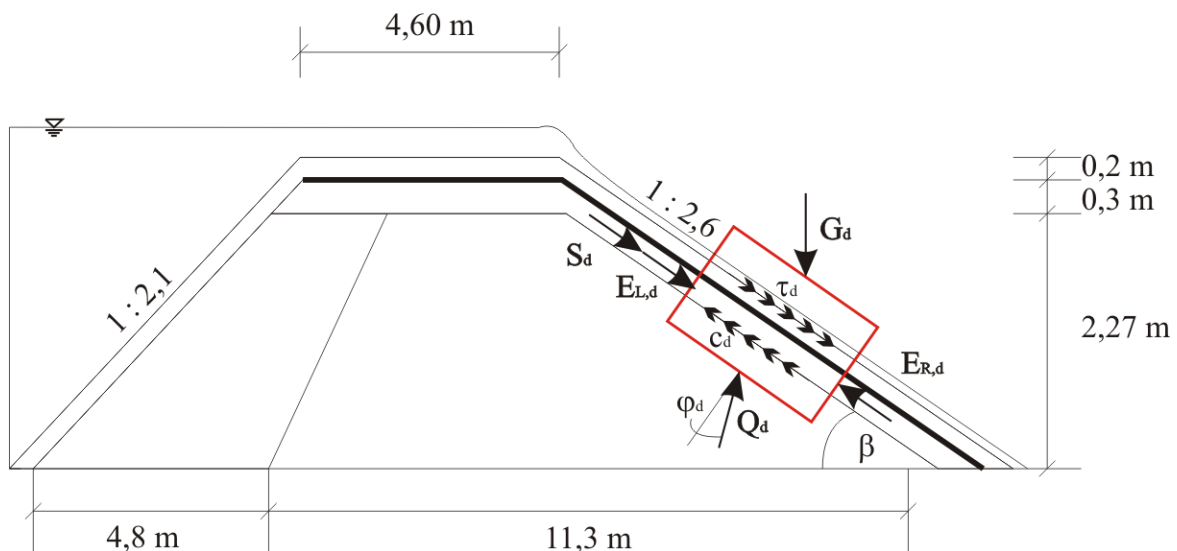


Abbildung 55: wirkende Kräfte - durchströmte unendliche Böschung (lineare Gleitlinie), zweifach überhöht

7.2.2. Grundlagen zur Standsicherheit der Böschung gegen Gleiten

Um das in Abbildung 55 dargestellte System erdstatisch nachzuweisen, müssen zunächst die möglichen Gleitflächen genauer bestimmt werden. Es sind folgende Gleitflächen denkbar:

- im Bereich des Oberbodens ($z \leq 0,2 \text{ m}$)
- zwischen dem Oberboden und dem Wirrgelege ($z = 0,2 \text{ m}$)
- zwischen dem Wirrgelege und dem kombinierten GSY ($z = 0,2 \text{ m}$)
- zwischen dem kombinierten GSY und dem Wühltierschutz ($z = 0,2 \text{ m}$)
- im Wühltierschutz ($0,2 \text{ m} \leq z \leq 0,5 \text{ m}$)
- zwischen dem Wühltierschutz und dem Kern ($z = 0,5 \text{ m}$)

Die Versagenswahrscheinlichkeit der einzelnen Gleitflächen nimmt nach unten hin aufgrund logischer Überlegungen stark ab. Ab dem Wirrgelege befinden sich Erdnägel im Deichkörper. Bei dem Nachweis ist daher dort der Abscherwiderstand der Nägel auf der Widerstandsseite anzusetzen. Desweiteren sind die Reibungswinkel der Geotextilien zu bestimmen.

Wahl der angesetzten Bodenkennwerte

Alle in Kapitel 7.1 ermittelten Bodenkennwerte sind mit Abweichungen behaftet. Um die größtmöglichen Sicherheiten zu erzielen, wäre es sinnvoll, bei den Einwirkungen möglichst große Werte und bei den Widerständen möglichst kleine Werte einzusetzen. Diese Vorgehensweise hat die größte Sicherheit, ist aber in der Regel aus wirtschaftlichen Gründen nicht praktikabel.

Außerdem kommt hinzu, dass der Bodenkennwert Wichte in dem Nachweis sowohl auf der Seite der Einwirkungen, als auch auf der Seite der Widerstände auftaucht. Für den gleichen Kennwert zwei verschiedene Werte einzusetzen wäre physikalisch nicht sinnvoll.

Dazu kommt, dass die oben bestimmten Parameter unterschiedliche Vertrauensgrade haben. Wie bereits oben dargestellt, sind die versuchstechnisch ermittelten Parameter von der stark

schwankenden Verdichtung und Zusammensetzung des Oberbodens abhängig. Nichtsdestotrotz können sie als vertrauenswürdiger angesehen werden, als diejenigen, welche aus Erfahrungswerten stammen. Hier ist eine Interpretation nötig.

Folgende Werte werden für die Wichte angenommen:

- Wichte des Oberbodens: $13,9 \text{ kN/m}^3$ (Mittelwert der Laborversuche)
- Wichte des Oberbodens unter Auftrieb: $5,5 \text{ kN/m}^3$ (untere Grenze der Literatur)
- Wichte des Wühltierschutzes: $22,5 \text{ kN/m}^3$ (mittlerer Wert)
- Wichte des Wühltierschutzes unter Auftrieb: $13,5 \text{ kN/m}^3$ (mittlerer Wert)

Wie oben beschrieben, ist die im Laborversuch ermittelte Wichte relativ vertrauenswürdig, da sie sowohl auf der Seite der Einwirkung, als auch auf der des Widerstandes auftaucht. Somit ist der Mittelwert eine logische Wahl. Die Wichte unter Auftrieb des Oberbodens wurde mit der minimalen Wichte angesetzt. Der Grund dafür ist der niedrige Wert, der im Laborversuch bestimmten Wichte. Die beiden Wichten müssen zueinander passen und da der laborativ bestimmte Wert unterhalb der Angaben in der Literatur liegt ($15,5$ bis $18,5 \text{ kN/m}^3$), wird hier der niedrigste Wert verwendet. Für die Wichte der Wühltierschutzschicht wird der mittlere Erfahrungswert angesetzt.

Folgende Scherparameter wurden gewählt:

- Reibungswinkel des Oberbodens: 28°
- Kohäsion des Oberbodens: $8,5 \text{ kN/m}^3$
- Reibungswinkel des Wühltierschutzes: 39°
- Kohäsion des Wühltierschutzes: 0 kN/m^3

Die Scherparameter der oberen Bodenschichten gehen in den Nachweis nur auf der Widerstandsseite ein. Dementsprechend kann hier gut das Prinzip des niedrigsten Wertes angesetzt werden, welches oben beschrieben wurde. Die Kohäsion des Oberbodens entspricht der, die aus der Regressionsgeraden aller drei Versuche (vgl. Abbildung 47) entstanden ist. Damit liegt die Kohäsion eher im unteren Bereich der Spanne der Einzelversuche. Aus der Regression aller drei Versuche erhält man einen Reibungswinkel, der höher ist, als die einzelnen Teilreibungswinkel. Aus diesem Grund wird hier, um auf der sichereren Seite zu liegen, der

Mittelwert der Teilversuche angesetzt. Für den Reibungswinkel des Wühltierschutzes wird der Mittelwert der Spanne aus den Erfahrungswerten gewählt. Trotz eines relativ großen Feinanteils wird die Kohäsion zu Null gesetzt, da es sich bei dem Boden um einen rolligen Boden handelt, welcher in der Regel keine Kohäsion aufweist. Damit liegen die Scherparameter an mehreren Stellen auf der sicheren Seite und erzeugen somit zusätzliche Sicherheitsreserven im System.

7.2.3. Parameter des Nachweises

Einwirkungen E_k

Die charakteristische Kraft der Einwirkungen ergibt sich nach Gleichung 14. Als zusätzliche Einwirkung muss die Schubspannungsbelastung durch das überströmende Wasser auf der Einwirkungsseite angesetzt werden. Diese berechnet sich aus Gleichung 11 oder 12. In diese Gleichungen gehen die berechneten Größen der iterativen Spiegellinienberechnung ein (Kapitel 5). Die einwirkende charakteristische Kraft an der Stelle i ergibt sich so zu:

$$E_{k,i} = G_k \cdot \sin \beta + \tau_{0,i} \quad \text{Gleichung 23}$$

Dabei sind:

- G_k die Summe der Gewichtskräfte im betrachteten Bereich
- β der Böschungswinkel der überströmten Böschung ($20,69^\circ$)
- $\tau_{0,i}$ die Sohlschubspannung an der betrachteten Stelle

Die Schubspannung nimmt zum Böschungsfuß hin zu. Um die maximal auftretende Belastung zu erhalten, wird daher die Schubspannung im unteren Bereich der Böschung gemäß Kapitel 5.2 angesetzt:

$$\tau_{0,x=4,6m} = 205 \text{ N/m}^2$$

Zu dieser Schubspannung gehört eine Mächtigkeit des Wasserpollsters von $h_{x=4,6m} = 0,065$ m. Dieses geht in die Berechnung der Gewichtskräfte G_k ein. Diese sind in Tabelle 12 für die verschiedenen Lastfälle zusammengetragen.

Tiefe	G_k , Auftrieb [kN/m ²]	G_k , gesättigt [kN/m ²]	G_k trocken [kN/m ²]
$z \leq 0,2$ m	1,75	3,75	3,43
$z = 0,2$ m (Boden – Wirrgelege)	1,75	3,75	3,43
$z = 0,2$ m (Wirrgelege – komb. GSY)	1,75	3,75	3,43
$z = 0,2$ m (komb. GSY – Wühltierschutz)	1,75	3,75	3,43
$0,2 \text{ m} \leq z \leq 0,5$ m	5,80	10,80	10,18
$z = 0,5$ m	5,80	10,80	10,18

Tabelle 12: Gewichtskräfte der einzelnen Lastfälle

Es werden hierbei zwei Lastfälle angenommen:

- nicht durchströmte Böschung (G_k , trocken), ausgebildete Sickerlinie
- voll durchströmte Böschung (G_k , gesättigt bzw. G_k , Auftrieb)

Diese beiden Lastfälle entsprechen den Grenzwerten. Bei einer vollständig durchströmten Schicht sind formal korrekt die Gewichtskraft unter Auftrieb und die Strömungskraft des Wassers als Einwirkung anzusetzen. Die Summe dieser beiden Kräfte kann mit der Gewichtskraft des gesättigten Bodens beschrieben werden:

$$G'_k \cdot \sin \beta + S_k = \sum \gamma' \cdot m_i + \sum \gamma_w \cdot m_i = \sum (\gamma_r - \gamma_w + \gamma_w) \cdot m_i = \sum \gamma_r \cdot m_i$$

Dabei ist S_k die Strömungskraft des Wassers ($S_k = \sum \gamma_w m_i$)

Widerstände T_k

Für den Bemessungswert des Gleitwiderstandes gibt es zwei verschiedene Formeln (Gleichungen 15 und 16). Sie unterscheiden sich in der Gleitflächenstruktur. Eine Gleitfläche

kann sich innerhalb einer Bodenschicht ausbilden (wie in Kapitel 7.2.2 beschriebenen 1. und 5. Gleitflächen) oder zwischen einer Bodenschicht und einem anderen Material.

Im vorliegenden Fall handelt es sich bei den anderen Materialien um Geokunststoffe. Nach Herstellerangaben (Werth, 2015) können folgende Reibungswinkel bei den GSY-Lagen angesetzt werden:

- $z = 0,2 \text{ m}$ (Boden – Wirrgelege) $\tan \delta_{s,k} = 0,7$
- $z = 0,2 \text{ m}$ (Wirrgelege – komb. GSY) $\tan \delta_{s,k} = 0,9 \text{ bis } 1,0$
- $z = 0,2 \text{ m}$ (komb. GSY – Wühltierschutz) $\tan \delta_{s,k} = 0,9 \text{ bis } 0,95$

Eine Wurzelkohäsion wird vorerst nicht angesetzt. Bei den Spannen der Reibungsbeiwerte wird, auf der sicheren Seite liegend, zunächst der kleinere Wert angenommen. Das Wirrgelege und das kombinierte GSY sind mittels Bodennägeln in die Wühltierschutzschicht und den Kern genagelt. Dies erzeugt weitere Widerstände.

Widerstand, der aus den Bodennägeln resultiert

Es wird angenommen, dass die Bodennägel aus B500A – Betonstahl hergestellt sind. Damit ergeben sich $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$. Die maximale Querkraftbeanspruchung eines Stahlquerschnitts berechnet sich nach den Gleichungen 18 und 19:

$$V_{c,Rd} = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}} = 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (14 \text{ mm})^2 \cdot \frac{500 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 177,75 \text{ kN/m}^2$$

Dabei wird davon ausgegangen, dass im Mittel pro 1 m^2 vier Querschnitte abgesichert werden (vgl. Abbildung 7). Im Vergleich zu den wesentlich geringeren einwirkenden Gewichtskräften in Tabelle 12 ist ein Abscheren innerhalb einer mit Bodennägeln gesicherten Schicht ausgeschlossen.

Aufgrund dieser extrem hohen Widerstandsfähigkeit wird im Nachweis zunächst darauf verzichtet, diese anzusetzen. Die Bodennägel sollten auch nur als Fixierung im Bauzustand und Versagensfall der Grasnarbe dienen. Ihre Funktion soll durch die Auflast des Oberbodens, sowie eine Verbindung des Oberboden mit den Textilien und dem restlichen Deichkörper von der Durchwurzelung übernommen werden (Kubetzek, 2010).

7.2.4. Nachweisführung

Die mit den Teilsicherheitsbeiwerten behafteten Bemessungsgrößen sind für den trockenen Zustand (ausgebildete Sickerlinie) in Tabelle 13 aufgeführt.

Nachweisebene	Tiefe [m]	E_d [kN/m ²]	T_d [kN/m ²]	Nachweis erfüllt?
Oberboden	0,2	1,42	9,85	Ja
Oberboden Wirrgelege	0,2	1,42	2,04	Ja
Wirrgelege komb. GSY	0,2	1,42	2,63	Ja
komb. GSY Wühltierschutz	0,2	1,42	2,36	Ja
Wühltierschutz	0,5	3,81	7,01	Ja

Tabelle 13: Gleitnachweis im trockenen Zustand, ohne Erdnägel und Wurzelkohäsion

Es zeigt sich, dass für den trockenen Zustand die Nachweise der Gleitsicherheit in allen Gleitflächen erfüllt sind. Dies gilt ohne Ansatz der Erdnägel und ohne einer Wurzelkohäsion in einer der unteren Gleitschichten (im Oberboden ist eine laborativ gemessene Wurzelkohäsion enthalten). Während der Überströmung wird der Boden nach und nach mit Wasser gesättigt. Im Zeitraum einer solchen Überströmung (mehrere Stunden) ist dies gegeben. Daher wird der Nachweis auch für einen voll gesättigten Deichkörper geführt.

Nachweisebene	Tiefe [m]	E_d [kN/m ²]	T_d [kN/m ²]	Nachweis erfüllt?
Oberboden	0,2	1,53	8,81	Ja
Oberboden Wirrgelege	0,2	1,53	1,04	Nein
Wirrgelege komb. GSY	0,2	1,53	1,34	Nein
komb. GSY Wühltierschutz	0,2	1,53	1,34	Nein
Wühltierschutz	0,5	4,02	3,99	Nein

Tabelle 14: Gleitnachweis im vollkommen durchströmten Zustand, ohne Erdnägel und Wurzelkohäsion

Nach Tabelle 14 ist der Nachweis im voll durchströmten gerechneten Fall nicht erfüllt, solange nicht zusätzlich die Erdnägel oder eine Wurzelkohäsion angesetzt werden (s.u.). Davon ausgehend, dass die Infiltration des Wassers in den Boden durch die Bewegung des Wassers nicht vermindert wird, ist mit einer vollen Infiltration des Oberbodens bis zu einer Tiefe von 50 cm unter Verwendung der ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte innerhalb von 6 h und 20 min zu rechnen. Vermutlich wird die Infiltration jedoch durch die interne Strömung abgeschwächt. Gleichzeitig wird bei der Rechnung davon ausgegangen, dass der Boden zu Beginn der Überströmung lediglich „erdfeucht“ ist. Bei starken Regenfällen vor der Überströmung, wie bei Hochwasserereignissen üblich, ist dies nicht der Fall. Damit ergibt sich eine Verkürzung der Infiltrationszeit.

Setzt man bei dem Nachweis die Erdnägel mit an, werden die Nachweise in der Schicht Wirrgelege-kombiniertes GSY und kombiniertes GSY-Wühltierschutz erfüllt (vgl. Tabelle 15).

Nachweisebene	Tiefe [m]	E_d [kN/m ²]	T_d [kN/m ²]	Nachweis erfüllt?
Oberboden	0,2	1,53	8,81	Ja
Oberboden Wirrgelege	0,2	1,53	1,04	Nein
Wirrgelege komb. GSY	0,2	1,53	179,09	Ja
komb. GSY Wühltierschutz	0,2	1,53	179,09	Ja
Wühltierschutz	0,5	4,02	3,99	Nein

Tabelle 15: Gleitnachweis im vollkommen durchströmten Zustand, mit Erdnägeln und ohne Wurzelkohäsion

Die Nachweise zwischen Oberboden und Wirtgelege, sowie an der unteren Grenze des Wühltierschutzes bleiben nicht erfüllt, wobei im unteren Bereich des Wühltierschutzes ein labiles System entsteht. Dieses System wird im Folgenden nicht weiter betrachtet. Gründe dafür sind:

- Leichte Veränderung der geschätzten Scherparameter haben großen Einfluss
- Die Scharfkantigkeit des Baustoffes müsste die Parameter erhöhen (Lehmann S. , 2011, S. 24)
- Der hohe Feinanteil (15 – 30 %) des Materials hat vermutlich eine Kohäsion zur Folge, welche oben bewusst nicht angesetzt wurde.

Die Scherparameter des Wühltierschutzes werden daher unterschätzt. Diese These wird auch davon gestützt, dass der aufgetretene Schaden in einer anderen Gleitfuge auftrat. Außerdem ist in dem Nachweis die haltende Kraft des darüber liegenden Geotextiles nicht mit berücksichtigt. Es wäre hier notwendig, die Bodenparameter des Wühltierschutzes exakter zu bestimmen, um einen rechnerischen Nachweis führen zu können.

Eine Parameteranalyse des Nachweises zwischen Oberboden und Wirtgelege liefert das Ergebnis, dass der Nachweis unter oben genannten Konstanten bereits bei einer Infiltrationsstrecke von 0,115 m nicht erfüllt ist. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Boden den Belastungen, länger als nach diesen Berechnungen erwartet, standhält. Das lässt darauf schließen, dass einer oder mehrere der folgenden Gründe vorliegen:

- Die versuchstechnisch ermittelten bzw. geschätzten Parameter, welche der Rechnung zu Grunde liegen (vgl. Kapitel 7.1), unterschätzen den Boden.
- Die Wasseraufnahme wird überschätzt.
- Eine Wurzelkohäsion zwischen der Oberbodenschicht und dem Oberboden liegt vor.

Ansatz einer Wurzelkohäsion

Im Konzept des Einsatzes des Wirtgeleges und kombinierten GSY ist geplant, dass diese Schichten zusätzlich zu dem Reibungsbeiwert durch die Wurzeln der Grasnarbe gehalten werden.

Das Wirrgelege ist dazu entwickelt worden, dass sich Wurzeln darin verhaken und festhalten können. Auch das kombinierte GSY ist planmäßig durchwurzelbar. Die Wurzelmasse nimmt nach dem kombinierten GSY stark ab. Es gibt mehrere Gründe die dazu führen könnten:

- Die Wühltierschutzschicht ist für das Wurzelwachstum weniger attraktiv.
- Die Durchwurzelbarkeit des Textils ist zu gering.
 - Grasarten schaffen es nicht sie zu durchstoßen
 - Grasarten wählen den leichteren Weg in die Breite
- Die Grasarten wurzeln allgemein nicht tiefer als 20 cm.

Welche dieser Gründe zutrifft, müsste noch genauer überprüft werden. Im Bereich des Wirrgeleges herrscht noch über 50 % des Wurzelvolumens vor (vgl. Kapitel 6.1.4). Diese labor-technische Beobachtung lässt die Annahme einer Wurzelkohäsion zwischen Wirrgelege und Oberboden zu.

Das Wirrgelege befindet sich in einer Tiefe von 0,2 m. Demnach ist es möglich, dort eine Wurzelkohäsion von bis zu 7 kN/m² anzusetzen (vgl. Kapitel 2.3). Eine Parameteranalyse zeigt, dass bereits eine Wurzelkohäsion von 0,6 kN/m² ausreicht, um den Nachweis zu erfüllen. Dies gilt auch bei Variation anderer Bodenparameter (z.B. Wichte). Mit Ansatz einer solchen geringen Wurzelkohäsion ist der Nachweis in der oberen Gleitfuge erfüllt (vgl. Tabelle 16).

Nachweisebene	Tiefe [m]	E _d [kN/m ²]	T _d [kN/m ²]	Nachweis erfüllt?
Oberboden	0,2	1,53	8,81	Ja
Oberboden Wirrgelege	0,2	1,53	1,59	Ja
Wirrgelege komb. GSY	0,2	1,53	179,09	Ja
komb. GSY Wühltierschutz	0,2	1,53	179,09	Ja

Tabelle 16: Gleitnachweis im vollkommen durchströmten Zustand, mit Erdnägeln und Wurzelkohäsion ($c_w = 0,6 \text{ kN/m}^2$)

Ein in situ Zugfestigkeitsversuch einzelner Wurzeln ergibt eine aufnehmbare Zugkraft von 33,5 – 35,3 N. Dabei ist der letzte Wert, der einer Wurzel mit einem Durchmesser von 2 mm, wodurch eine Zugfestigkeit von rund 11 N/mm² abgeleitet werden kann.

In der Tiefe von 0,2 m liegt im Durchschnitt ein Wurzelvolumen von 4 bis 7 Vol-% vor. Im Mittel ergibt dies eine Scherfläche von 0,055 m²/m².

Aus Gleichung 20 ergibt sich somit: $c'_{k,w} = 1,2 \cdot 11 \frac{N}{mm^2} \cdot 5,5 \% = 726 \frac{kN}{m^2}$

Die so ermittelte Kohäsion ist um ein vielfaches höher, als zu erwarten wäre. Der Ansatz nach Gleichung 20 sollte daher in diesem Fall nicht gewählt werden (vgl. auch Kapitel 2.3).

7.2.5. Interpretation und Variation des Nachweises

Es wird deutlich, dass die Deichböschung in diesem Aufbau während einer Überströmung nur mit angesetzter Wurzelkohäsion rechnerisch zusammengehalten wird. Sobald lokale Schwachstellen des Bewuchses oder höhere Belastungen (z.B. aus einem Wechselsprung oder lokalen Störstellen) auftreten, wird die Böschung wahrscheinlich versagen, wie die Versuche gezeigt haben. Um dies zu verhindern sind folgende Maßnahmen denkbar:

- Verringerung der Oberbodenschichtdicke
 - erbringt ggf. eine verbesserte Interaktion von Oberboden, GSY und Wurzeln (höhere ansetzbare Wurzelkohäsion)
 - entlastet die Einwirkungsseite ohne die Widerstände gleichermaßen stark zu schwächen
- Verringerung des Böschungswinkels
- Verbesserung der Wichte des Oberbodens

Zusätzlich wäre es sehr sinnvoll, folgende Punkte zu beachten:

- Die Wühltierschutzschicht sollte bessere Scherparameter aufweisen, als oben angenommen.
- Die Verdichtung des Deiches sollte in allen Schichten, aber vor allem in der Oberbodenschicht homogener und besser sein.

8. Stabilität der überströmten grasbewachsenen Böschung

Es sind grundsätzlich zwei verschiedene Arten von Ingenieurbauwerken mit überströmbaren grasbewachsenen Böschungen denkbar:

- Ertüchtigung der Deiche gegen Überströmung im Katastrophenfall
- planmäßig überströmbare Deichabschnitte zur Hochwasserentlastung

Beide Fälle treten nur bei extremen Hochwassersituationen auf. Dabei geht das anstehende Hochwasser über den Bemessungswasserstand und das Freibord des Deiches hinaus. Die Wahrscheinlichkeit eines Bruches ist ersterem um einiges niedriger. Im Idealfall wird in beiden Fällen ein Deichbruch vermieden. Dies kann im Katastrophenfall Leben retten und die Sachschäden im Deichhinterland minimieren.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Schutzschicht eines Forschungsdeiches im Großversuch (Maßstab 1:1) gegen Überströmen getestet. Der Aufbau des Deiches wird in Kapitel 3.1 genauer beschrieben. Die dazugehörigen Bodenparameter wurden in Feld- und Laborversuchen bestimmt (vgl. Kapitel 6). Die Schutzschicht besteht aus dem Oberboden, welcher mit einer speziellen Grassaat sowie verschiedenen Geokunststoffen verstärkt worden ist. Die Grasnarbe wird in Kapitel 3.3 näher beschrieben.

Durchgeführte Überströmversuche

Im Rahmen der Großversuche wurde der Forschungsdeich insgesamt 29 h und 30 min mit überströmenden Wasser belastet. Dies geschah in 19 Versuchen, welche in zwei Blöcken (in August und November 2014) durchgeführt wurden. Dabei fanden die Versuche auf zwei verschiedenen Überströmbereichen des Deiches statt. Im ersten Bereich wurde die Intensität der Überströmung verändert, während im zweiten Bereich der Deich einer Langzeitbelastung ausgesetzt wurde.

Bei der Intensitätsänderung konnte kein Unterschied in der Widerstandsfähigkeit der Schutzschicht festgestellt werden. Dabei konnte die Belastung aufgrund von Randbedingungen nicht beliebig groß gewählt werden (vgl. Kapitel 3.1).

Die Langzeitbelastung verursacht nach ca. 3,5 h im zweiten Versuchsblock eine größere Erosion. Während der weiteren Belastung nahm diese Erosion flächenmäßig zu und es bildeten sich zwei weitere Erosionsnester. Alle Erosionsstellen blieben über die Dauer der folgenden Überströmungsversuche (6 h 25 min) in der Tiefe konstant und auf die Lage des mit Geogitter kombinierten Geovlieses begrenzt. Das darüber liegende Wirtgelege wurde teilweise aus seiner Verankerung gerissen. Interessant ist, dass die Schädigungen in der Regel nicht zum Zeitpunkt der höchsten Belastung auftraten. Das lässt den Schluss zu, dass zeitliche Faktoren eine große Rolle beim Versagen einer Böschung durch Überströmung spielen.

Zusätzlich wurde beobachtet, dass die Schäden im unteren Böschungsbereich (Bereich des Wechselsprungs) bzw. an Inhomogenitäten auf der Böschung (durch Wühltierschäden bzw. Randeffekten) aufgetreten sind. Dabei kann aus den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht direkt abgeleitet werden, ob es sich um eine rückschreitende Erosion aufgrund des Wechselsprungs oder eine voranschreitende Erosion aufgrund der Störstellen handelt (vgl. Kapitel 5.1).

Die Lage der Initialschäden bezüglich der Versagensstellen der Oberbodenschicht zeigt deren Einfluss. Das gleichmäßige Aushöhlen im unteren Bereich der Schäden (vgl. Abbildung 37) hingegen deuten auf den Einfluss des Wechselsprungs hin. Im Endeffekt waren beide Ursachen für das Schadensbild verantwortlich. Es stellt sich die Frage, welche zuerst aufgetreten ist. Es lässt sich vermuten, dass die Schäden mehr von den Vorschädigungen herrühren.

Zeitliche Abhängigkeit des Versagens

Über das zeitabhängige Versagen einer grasbewachsenen Fläche gibt es in der Literatur nur wenige Aussagen. Ciria (Hewlett, 1987) erstellt ein zeitabhängiges Diagramm der maximal aufnehmbaren Geschwindigkeiten auf verschiedenen Schutzschichten, unter anderem auf einer Grasbedeckung. Um diese Angaben mit den aufgetretenen Belastungen aus den Versuchen vergleichen zu können, ist eine Iteration der Spiegellinie auf der landseitigen Böschung

des Deiches notwendig. Die so erhaltenen Belastungen müssen durch den Einfluss der Selbstbelüftung abgemindert werden. Bei der Auswertung der Versuche konnte festgestellt werden, dass die Selbstbelüftung auf der Überströmbreite in der Regel nicht homogen einsetzt (vgl. 5.2). Deshalb ist eine Abminderung der Belastung für eine Bemessung in der Praxis nur bei entsprechend langen Fließwegen anzuraten, da sonst ggf. die tatsächlich auftretenden örtlichen Belastungen unterschätzt werden könnten.

Vergleicht man die aus der Iteration erhaltenen Belastungen (Geschwindigkeit und Sohlreibung, vgl. Kapitel 5.2) mit den Angaben aus Ciria, passen sie relativ gut zueinander (vgl. Abbildung 56). Der Deich hat während der Versuche grundsätzlich gehalten. Die in Abbildung 56 eingetragenen Punkte stellen daher aufnehmbare und keine kritischen Geschwindigkeiten dar. Kritische Geschwindigkeiten können nicht hergeleitet werden. Dies war zudem nicht durchführbar, weil es nicht möglich ist, in einem Versuchsstand statistisch ausreichende Daten zu sammeln, um mehrere Versagenspunkte unter verschiedenen Geschwindigkeiten zu bestimmen.

In Abbildung 56 ist die durch die Versuche abgedeckte Zeitspanne blau hinterlegt. Damit lässt sich aussagen, dass die Standsicherheit der im Versuch getesteten grasbewachsenen Böschung oberhalb derer für eine gute Grasbedeckung und offene technische Konstruktionen wie reinen Netzwerken liegt. Es lässt sich vermuten, dass sie ebenfalls oberhalb der reinen Geotextilien (nach Ciria) liegt.

Erste Schäden können, z.B. durch Initialschäden, vorher auftreten, jedoch hält der Forschungsdeich als Bauwerk noch über den blauen Bereich hinaus (20 h) stand. Zusätzlich ist anzunehmen, dass ein Überströmbereich, der keine Störstellen beinhaltet, noch länger standfest ist.

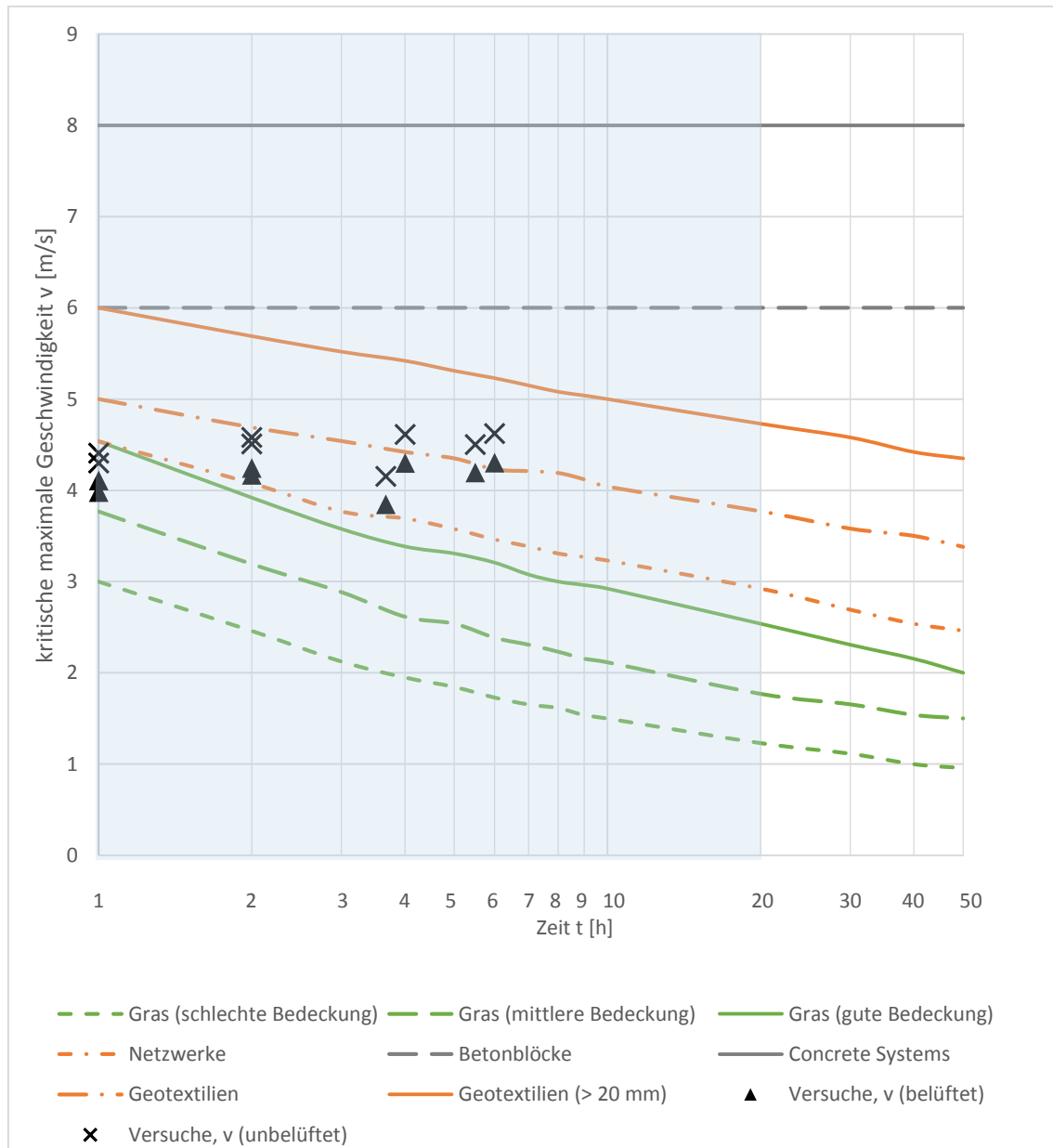


Abbildung 56: Vergleich der maximalen Geschwindigkeit mit den Angaben im Ciria-Report 116 (Hewlett, 1987); mit Versuchsergebnissen 8 - 19

Andere Literaturquellen als Ciria (vgl. Kapitel 2.3) führen eine Belastungsdauer nicht explizit oder nur ungenau (z.B. kurzfristig, 20 bis 50 N/m²) auf. Eine Umrechnung der kritischen Geschwindigkeiten des oben genannten Ciria-Reports (Hewlett, 1987) gibt unter den im Versuch vorhandenen Randbedingungen (Q und b) für Grasnarben ähnliche Belastungen bei einer Belastungsdauer bis zu 50 h an (vgl. Abbildung 57). Daher kann davon ausgegangen

werden, dass die vorhandenen Quellen ebenfalls eine mehrtägige Belastung meinen, auch, wenn eine genaue Angabe zur Dauer fehlt oder lediglich ungenau ist.

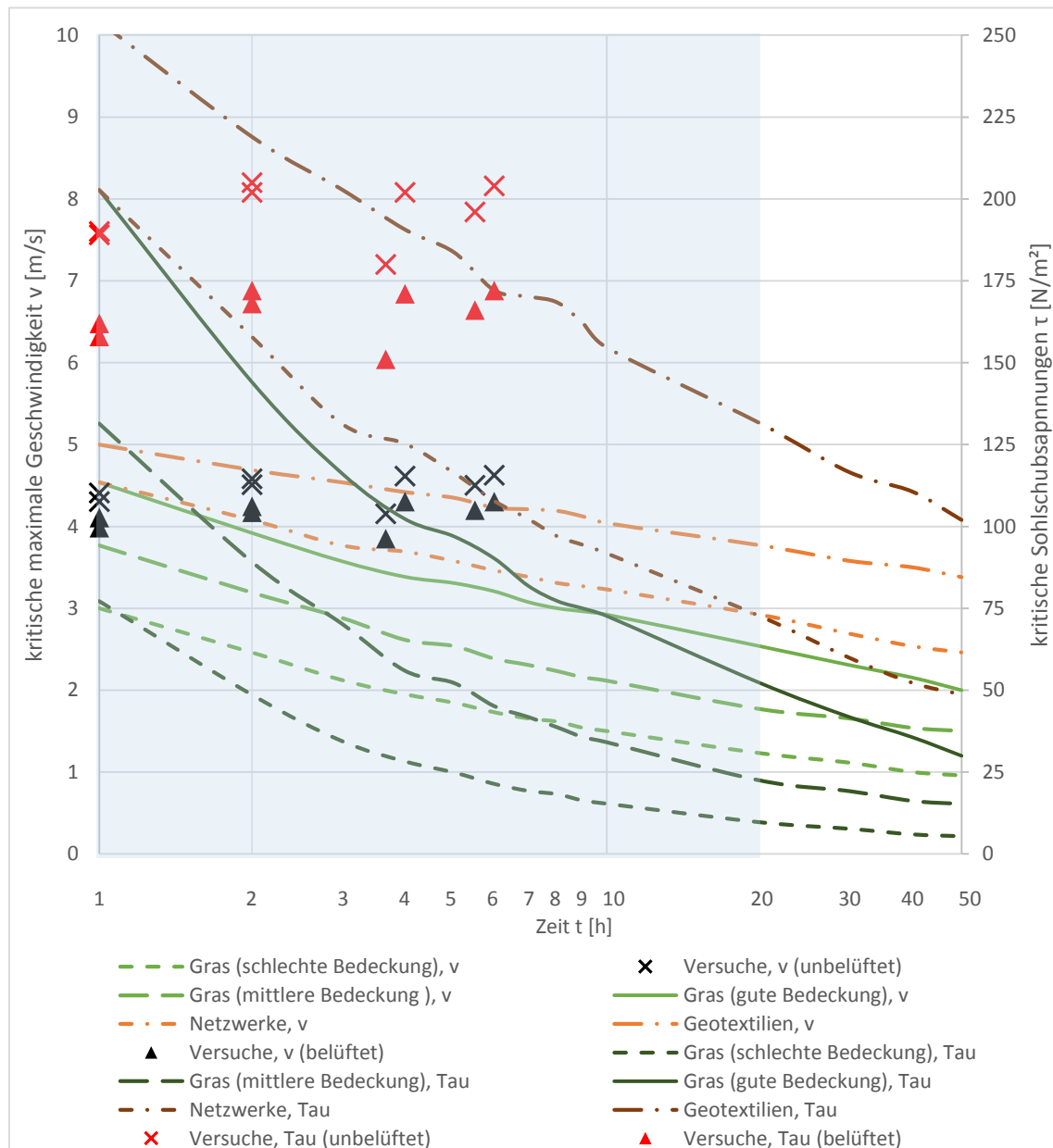


Abbildung 57: Umrechnung der maximalen Geschwindigkeiten (Ciria) in Sohlschubspannungen,

$Q = 3 m^3/s$ $b = 10,44$ m; mit Versuchsergebnissen 8 - 19

Die ermittelten Schubspannungen auf der Böschung (vgl. Abbildung 57 in rot) sind um ein Vielfaches höher als die aufnehmbaren Sohlschubspannungen verschiedener Literaturstellen

(vgl. Kapitel 2.3). De facto sind sie, durch Lufteintrag abgemindert, mit rund 170 N/m^2 um das 5-fache höher als in der Literatur angegeben.

Ableiten der Böschung

Der nicht durch Überströmung belastete Deich ist aus geotechnischer Sicht als standsicher anzusehen. Im Lastfall Überströmung mit voll gesättigtem Oberboden müssen jedoch alle Reserven des Deiches genutzt werden. Nur bei Vernagelung des Wirrgeleges und des kombinierten GSY in den Wühltierschutz sowie das Ansetzen einer Wurzelkohäsion zwischen dem Bereich des Oberbodens und des Wirrgeleges werden die Nachweise für Gleitsicherheit der Böschung erfüllt. Eine lokale Erhöhung der Belastung kann ein Abrutschen des Oberbodens zur Folge haben. Sobald dies passiert, verliert der Deich seine Schutzschicht. Ein Versagen des Deiches bei weiterer Belastung ist dann nur noch eine Frage der Zeit (vgl. Kapitel 7.2.5 und 4.2.2). Die intakte Schutzschicht neben infolge von Initialschäden versagten Oberbodens zeigt, dass diese Zeitspanne durchaus lang sein kann (vgl. Kapitel 5.1).

Gründe des Versagens der Böschung

Wie bereits oben angesprochen, sind die Schäden auf verschiedene Faktoren zurückzuführen:

- höhere Belastungen oder Verringerung des Widerstandes
 - aufgrund von Initialschäden
 - durch Randeffekte der Überströmstrecke
 - durch den Wechselsprung am Böschungsfuß
- voll gesättigt und durchströmte Oberbodenschicht
- Nachlassen oder Versagen einzelner Wurzelstränge in der Grenzschicht zum Wirrgelege

Die beobachteten Schäden weisen alle mehrere dieser Effekte auf. Es ist anzunehmen, dass die Böschung einer Überströmung deutlich länger standhalten könnte, sofern diese Effekte behoben oder minimiert werden. Es ist technisch kaum möglich, zu verhindern, dass die

Oberbodenschicht nicht vollständig durchströmt wird. Höheren Belastungen bzw. Verringerung des Widerstandes durch Initialschäden und Randeffekten kann dagegen vorgebeugt werden. Ebenso ist es möglich, den Wechselsprungbereich besser zu fassen.

Einfluss der Grasnarbe

Während einer Überströmung legen sich die Halme der Grasnarbe um und bedecken damit schützend die stromabwärts liegenden Pflanzen. Speziell die Fremdpflanzen mit breiterem Blattwerk haben hier vermutlich einen schützenden Effekt. Gleichzeitig scheinen sie eine Auswirkung auf die Selbstbelüftung des überströmenden Wassers zu haben. Diese setzt durch die Halme früher ein, als die Literatur für andere Materialien angibt (vgl. Kapitel 5.2).

Im 2. Versuchsblock wurde versucht, den Einfluss der Grashalme zu bestimmen, indem Teile der Überströmstrecke kurz gemäht wurden. Dabei konnte eine leicht schnellere Beschleunigung des Wassers auf der Krone festgestellt werden (vgl. Abbildung 35). Neben dieser hieraus abgeleiteten hydraulisch glatteren Eigenschaft konnte keine signifikante Änderung festgestellt werden.

Damit ist der unterirdische Teil der Grasnarbe der Bereich, dem die größten Standsicherheitseffekte zugewiesen werden können. Durch die Wurzel Ausbildung verfestigt sich der Oberboden und wird im Idealfall gleichzeitig im Sinne einer schwachen Bewehrung mit dem unteren Deichaufbau (Wirrgelege, kombiniertes GSY und Wühltierschutz) verbunden.

Einfluss von Initialschäden

Initialschäden können einen großen Einfluss auf die Stabilität des Deiches haben (vgl. Abbildung 37). Aus diesem Grund ist darauf zu achten, dass besonders im Bereich der Überströmstrecken Initialschäden ausgeschlossen werden.

Während der Versuche hat sich gezeigt, dass kleinere Initialschäden durch Wühltiere auf der Wasserseite mit Hilfe von Sandsäcken geschützt werden können. Wird der Deich überströmt, werden diese auf der Wasserseite in den Deich gedrückt. Bei einer Überströmung

gibt es mittels Sandsäcken oder Ähnlichem keine wirkungsvolle Möglichkeit, Initialschäden auf der landseitigen Böschung auszugleichen.

Verbesserungsmöglichkeiten im Aufbau der oberflächennahen Schichten

Ein trivialer Lösungsansatz ist die Verringerung der Böschungsneigung. Dadurch nehmen die Geschwindigkeiten und Schubspannungen stark ab. Jedoch ist diese Möglichkeit aus räumlichen und finanziellen Gegebenheiten häufig nicht möglich.

Weiterhin ist eine Verringerung der Mächtigkeit des Oberbodens für die Standsicherheit günstig. Erstens wird die Belastung an der kritischen Scherfläche (zwischen Wirrgelege und Oberboden) verringert, und zweitens könnte damit die Durchwurzelung an dieser Stelle erhöht werden.

Gleichzeitig sollten für Überströmstrecken höhere und klar definierte Anforderungen an die Homogenität der Zusammensetzung und die Verdichtung des Oberbodens gestellt werden.

Eine weitere Lösungsmöglichkeit wäre das Verbessern der Reibung zwischen Wirrgelege und Oberboden. Zum Beispiel durch diesbezüglich verbesserte Materialien und ggf. die Überlappung des Geleges kann diese erhöht werden. Als Alternative zum Wirrgelege könnten Systeme mit größerem Rückhaltevermögen, zum Beispiel räumliche Geotextilien, getestet werden.

Grenz- und Schwellenwerte der Belastbarkeit der Grasnarbe

Da während der Versuche kein vollständiges Versagen der überströmten Deichböschung aufgetreten ist, können auf Basis der gewonnenen Daten keine Grenzwerte der Belastbarkeit vorliegender Schutzschicht (Grasnarbe, Oberboden, Wirrgelege, kombiniertes GSY) hergeleitet werden.

Zusätzlich zeigt sich eine Zeitabhängigkeit des Versagens der Schutzschicht, welche bisher zu wenig Berücksichtigung gefunden hat. Grenzwerte für überströmte grasbewachsene Böschungen müssen demnach von mehreren Faktoren abhängig sein:

- hydraulische Belastung
- geotechnischer Aufbau
- Dauer der Belastung

Zudem hat sich gezeigt, dass die Verdichtung und Homogenität der beim Versuchsdeich vorliegenden Schutzschicht nur unzureichend ist. Um Grenzwerte erstellen zu können, müssen Anforderungen an den Oberboden, welcher die Grasnarbe beinhaltet, erhöht und für Überströmbaustrecken besser kontrolliert werden. An dem Oberboden und der zugehörigen Grasnarbe sollten daher exakte Anforderungen bezüglich der Qualität und Homogenität gestellt werden. Der Oberboden ist im Lastfall Überströmung ein technisches Bauwerk und muss als solches auch entsprechenden Kontrollen unterliegen.

Erst nach Berücksichtigung der oben genannten Punkte ist das Herleiten belastbarer Grenzwerte möglich. Sollten diese Faktoren eingehalten werden und zudem die Überströmbstrecken frei von Initialschädigungen sein, ist unter gleichen bzw. leicht optimierten Bedingungen eine deutlich höhere Belastbarkeit der grasbewachsenen Böschung zu erwarten, als bisher in der Literatur angenommen wird.

Nachdem Grenzwerte hergeleitet worden sind, können entsprechende Schwellenwerte definiert werden. Diese könnten dann zum Beispiel bei der Überwachung einer Überströmung geprüft werden. Aus diesem Grund wäre es sinnvoll, Schwellenwerte zu definieren, welche zum Beispiel die relativ leicht bestimmbare Wassertiefe bzw. Fließgeschwindigkeit als Vergleichsgrößen pro Belastungsdauer aufweisen.

Außerdem wäre es sinnvoll, zu untersuchen, ob bei den in den Versuchen aufgetretenen Schäden, wie vermutet, die Initialschäden der Auslöser waren oder der Wechselsprung. Dies kann im wasserbaulichen Labor geschehen.

Unabhängig davon sind der Einfluss und das Fassen des Wechselsprungs im Böschungsfußbereich genauer zu untersuchen. Es bietet sich an, für diese Untersuchung die an den meisten Flussdeichen vorhandene Berme mit Deichverteidigungsweg zu berücksichtigen.

9. Zusammengefasste Ergebnisse und Ausblick

Der in dieser Arbeit auf Überströmungsbelastung getestete Deichaufbau im Maßstab 1:1 hat über die gesamte Versuchsdauer (30,5 h, davon rund 20 h in einem Block) standgehalten. Die Standsicherheit der hier untersuchten Schutzschicht (Oberboden mit Grasnarbe, Wirtgelege und Kombination aus Geogitter und Geovlies) ist von vielen Faktoren abhängig. Diese sind insbesondere:

- geometrische Parameter (Böschungswinkel, Böschungslänge)
- hydraulische Belastung (Durchfluss/Wassertiefe/Fließgeschwindigkeit)
- geologischer Schichtaufbau (des Oberbodens)
- Reibungskoeffizienten und Vernagelung der eingesetzten Geokunststoffen
- Durchwurzelung (des Oberbodens sowie der Grenzschicht zu den Geokunststoffen)
- Ausbildung des Wechselsprungbereichs
- Initialschäden (Anzahl und Maße)

Um die in den Großversuchen aufgetretene Belastung zu bestimmen, wurden die hydraulischen Parameter Durchfluss, Überströmbreite, Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit im Bereich der Krone messtechnisch erfasst. Von dieser Datengrundlage ausgehend wurden diese Parameter iterativ auf der Böschung berechnet. Hieraus ließ sich eine auf die Schutzschicht wirkende Sohlschubspannung ermitteln, welche dann im geotechnischen Gleitnachweis der Schutzschicht angesetzt worden ist. Dabei war zu beachten, dass die hydraulischen Parameter von der auf der Deichböschung einsetzenden Selbstbelüftung abgemindert werden. Diese Selbstbelüftung beginnt durch die Grasnarbe nicht stationär auf einer Höhe, sondern startet auf unterschiedlichen Höhen.

Die ermittelten Belastungen auf die Schutzschicht übersteigen die Angaben der entsprechenden Deckwerkstabilität für Gras aus der Fachliteratur deutlich. Die aufnehmbaren Schubspannungen müssen noch höher sein, da der Forschungsdeich über die gesamte Versuchsdauer standgehalten hat.

Da kein Versagen der Schutzschicht aufgetreten ist, kann aus den vorliegenden Ergebnissen kein Grenzwert für die vorliegende Schutzschicht hergeleitet werden.

Es wurde festgestellt, dass die Verdichtungsqualität der Schutzschicht (Oberboden) im Versuchsfeld stark schwankt. Für das technische Bauwerk Überströmstrecke müssen künftig höhere und klar definierte Anforderungen an Zusammensetzung, Verdichtung und Schadensfreiheit gestellt werden. Damit können relativ einfach weitere Standsicherheitsreserven erschlossen werden.

Erst dann ist es sinnvoll, Grenzwerte und in einem weiteren Schritt Schwellenwerte für die optimierte Schutzschicht abzuleiten. Weiterhin hat sich gezeigt, dass es sich beim Versagen der Schutzschicht um einen zeitabhängigen Prozess handelt. Die Überströmdauer muss daher in einen Grenzwert mit einfließen.

Bei den Versuchen sind Schäden an der Schutzschicht des Forschungsdeiches aufgetreten, welche letztendlich ein weiteres Testen verhinderten. Diese Schäden sind auf mehrere Faktoren zurückzuführen:

- Initialschäden durch Wühltiere
- Randeffekte durch die seitliche Begrenzung des Überströmfeldes
- Wechselsprungbereich am Böschungsfuß

Das Versagen der Schutzschicht bei den Überströmversuchen an insgesamt drei Stellen trat nur aus diesen Gründen ein. In den Bereichen zwischen den Schäden blieb die Schutzschicht intakt, was darauf schließen lässt, dass sie ohne die o.g. Effekte noch länger standgehalten hätte.

Daher sollten folgende Themengebiete weiter untersucht werden:

- Zusammensetzung der Grasnarbe nach Veränderung durch natürliche Prozesse
- Labortechnische Analyse der aufgetretenen Schäden und deren Ursachen
- Einfluss von an den meisten Deichen in Hessen vorhandenen Bermen mit Deichverteidigungsweg auf den Wechselsprung
- Analyse der Verbindung Oberboden – Geokunststoffe durch Wurzelverbindungen, ggf. in Abhängigkeit von der Schichtmächtigkeit

Der Forschungsdeich in Biebesheim ist eine einmalige Versuchsstation und übernimmt eine Vorreiterrolle in Europa. Daher sollte er erhalten und weiterentwickelt werden, damit die wissenschaftliche Grundlage zur Abwehr zukünftiger Hochwasserereignisse gewährleistet bleibt.

Danksagung

Diese Arbeit wurde durch die Herren Professoren Dr.-Ing. Rolf Katzenbach und Dr.-Ing. Boris Lehmann ermöglicht. Nicht viele Master-Arbeiten können von sich behaupten, einen 1:1 Versuchsstand eines Deiches als Datengrundlage verwenden zu können. Ich möchte mich für die einmalige Gelegenheit, bei dem Forschungsprojekt des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft mitwirken zu dürfen, bedanken.

Ebenso möchte ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Jens-Uwe Wiesemann für die Betreuung der Arbeit von wasserbaulicher Seite, sowie die Koordination mit allen Beteiligten des Forschungs- und Entwicklungsprojektes (Regierungspräsidium Darmstadt, Hochschule Darmstadt und Deichmeisterei) bedanken.

Von geotechnischer Seite wurde die Arbeit von Herrn Dipl.-Ing. Hendrik Ramm betreut. Auch bei ihm bedanke ich mich und bei beiden Betreuern für die Koordinierung und dass Absprachen und Rückfragen stets immer sehr gut möglich waren.

Ohne die fachkompetente Unterstützung von Herrn Dipl.-Ing. (FH) Ralf Bindernagel wäre das Einarbeiten in die im Versuchsstand eingesetzte Messtechnik, sowie die Durchführung der Versuche kaum möglich gewesen. Vielen Dank für die sehr gute Zusammenarbeit im Verlaufe der Versuche.

Das Team des Labors der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt und speziell die Erreichbarkeit und Anleitung durch dessen Leiter Herrn Jörg Ratz ermöglichten es mir, innerhalb dieser Zeit eine so umfangreiche labortechnische Untersuchung durchzuführen. Dabei war es mir möglich, die Infrastruktur der Versuchsanstalt zu nutzen und von der fachlichen Kompetenz der Mitarbeiter viel zu lernen.

Ebenso möchte ich mich bei dem Team der Deichmeisterei Biebesheim unter der Leitung von Herrn Ingo Rothermel für die unkomplizierte Zusammenarbeit während und im Anschluss an die Überströmversuche bedanken.

Ohne das geliehene Bohrequipment der Firma Geoingenieure und die Hilfe meines Kommilitonen Paul Seidel wäre es nicht möglich gewesen, die Feldversuche auf dem Deich durchzuführen. Ich möchte mich daher bei beiden dafür bedanken, dass ich dadurch die Feldversuche zwischen Weihnachten und Silvester durchführen konnte.

Ebenso möchte ich mich bei der Firma Aquariwa für das Stellen der Hochwasserschutzelemente und die gute Zusammenarbeit bedanken. Mein Dank gilt auch Herrn Dipl.-Ing. Jürgen Witte und Frau Dipl.-Ing. Katja Werth von der Firma Naue, die bei Telefonaten gerne und hilfsbereit Informationen über die im Einsatz befindlichen Geokunststoffe geliefert haben.

Zu guter Letzt möchte ich meiner Familie und meinem Freundeskreis für die Unterstützung während der Thesis und für Beratungen und Diskussionen aller Art herzlich danken.

Verzeichnisse

Abkürzungsverzeichnis

bzw.	beziehungsweise
d. h.	das heißt
DPD	Dynamischer Plattendruckversuch (hier: leichtes Fallgewichtsgerät)
DPH	schwere Rammsondierung (dynamic probing heavy)
DPL	leichte Rammsondierung (dynamic probing light)
ggf.	gegebenenfalls
GSY	Geokunststoff (geosynthetic)
i.d.R.	in der Regel
NW	Nord-Westen
OW	Oberwasser
SO	Süd-Osten
s. u.	siehe unten
UAS	Ultraschall-Abstands-Sensor
vgl.	vergleiche
z.B.	zum Beispiel
z.T.	zum Teil
zzgl.	zuzüglich

Literaturverzeichnis

- Allianz Global Corporate & Specialty. (09 2014). Global Claims Review 2014. 51. Abgerufen am 05. 01 2015 von <http://www.agcs.allianz.com/assets/PDFs/Reports/AGCS-Global-Claims-Review-2014.pdf>
- Annemüller, G. (1996). Die Berechnung der Abflußtiefen in Schussrinnen. *Der Bauingeniuer*(6), S. 222-226.
- Bauer, W. J. (1945). Turbulent boundary layer on steep slopes. *Trans. ASCE* 119, S. 1212-1242.
- Begemann, W., & Schiechtl, H. M. (1986). *Ingenieurbiologie - Handbuch zum naturnahen Wasser- und Erdbau*. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH.
- Bieberstein, A. (2004). *Überströmbare Dämme - landwirtschaftliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg*. Karlsruhe: Universität Karlsruhe - Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Bransby, M. F., Davies, M. C., Mickovski, S. B., & Sonnenberg, R. (o.J.). *Stabilisation of slopes by vegetation reinforcement*. University of Dundee.
- Broichhaus, C. (2008). *Der Aufbau und die Standsicherheit von Sandsackdämmen und vergleichbaren mobilen Hochwasserschutzanlagen*. Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau, Institut für Grundbau, Abfall- und Wasserwegen (IGAW). Wuppertal: Bergische Universität Wuppertal. Abgerufen am 02. 02 2015 von http://www.hydro.uni-wuppertal.de/fileadmin/bauing/hydro/downloads/BAThesis_Carsten_Broichhaus.pdf
- Bundesanstalt für Wasserbau. (2011). *Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)*. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. doi:ISSN 2192-5380
- cen (europäisches Komitee für Normung), DIN (Deutsches Institut für Normung). (2013). *Eurocode 7 - DIN EN 1997*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- Deutsche Rasengesellschaft e.V. (27. 10 2014). *Deutsche Rasengesellschaft e.V.* Von [rasengesellschaft.de](http://www.rasengesellschaft.de):
<http://www.rasengesellschaft.de/content/rasenthema/2012/5.php> abgerufen
- Dittrich, A. (1998). Wechselwirkung, Morphologie, Strömung naturnaher Fließgewässer. *Mitteilungsheft 198*. Universität Karlsruhe (TH): Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.
- Engel, J., Franke, D., Winkler, A., & Bartl, U. (2010). Bautabellen für Ingenieure. In A. Goris, & A. Goris (Hrsg.). Köln: Schneider.
- Hamman de Salazar, K., Dittrich, A., & Du, C. (1994). *Bewertung der naturnahen Bauweisen an der Enz nach dem Hochwasser vom Dez. 1993*. Universität Karlsruhe: Institut für Wasserbau und Kulturtechnik .
- Haselsteiner, R., Mett, M., & Strobl, T. (2007). *Verwendung von Geokunststoffen zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit von Deichen und die Wirkung von Innendichtungen bei Überströmung*. München: Technische Universität München - Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft.
- Heerten, G. (2006). *Was hat sich verändert seit der Elbe-Flut 2002?* Siegen: Symposium "Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen".
- Heerten, G., & Horlacher, H.-B. (2002). Konsequenzen aus den Katastrophenhochwässern an Oder, Donau und Elbe. *Geotechnik* 25, 231-238.
- Heinemann, E. (2003). *Hydraulik für Bauingenieure*. Vieweg & Teubner.
- Hewlett, H. W. (1987). *Design of reinforced grass waterways*. Großbritannien: Ciria. doi:ISBN: 0305-408X
- Katzenbach, R., & Werner, A. (o.J.). Experimentelle Untersuchung zur Pflanze-Boden-Interaktion. Darmstadt.
- Kubetzek, T. (2008). Untersuchung zur Verbesserung des Widerstandes von Deichen während einer Deichüberströmung. *JuWi-Treffen*, 6 Seiten.
- Kubetzek, T. (2010). Versuche zur Überströmung geotextilbewehrter Deiche. *JuWi-Treffen*, 6 Seiten.

- Kubetzek, T. (2015). *Erosion an geotextilbewehrten Deichen bei langeinstauenden Hochwassern und Deichüberströmung*. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt, Bau- und Umweltingenieurwissenschaften. Darmstadt: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.
- Kubetzek, T., & Zanke, U. C. (2013). Überströmungsresistente Deiche durch den Einsatz von Geokunststoffen. 8. *Geokunststoff-Kolloquium* (S. 11). Rostock: Firma Naue.
- Kubetzek, T., Steuernagel, J., Ramm, H., Saenger, N., & Zanke, U. C. (2008). Improvement of the general resistance of dikes against erosion during dike overflow. *4th International Symposium on Flood Defence* (S. 6). Toronto/Kanada: Conference Proceedings. Von www.iclr.org abgerufen
- Lehmann, B., Saenger, N., Wiesemann, J., Lehmann, S., Zwach, W., & Hofmann, M. (19. 01 2015). *Überströmversuche am Forschungsdeich*. TU Darmstadt.
- Lehmann, S. (2011). *Untersuchungen zur Korrelation zwischen statischen und dynamischen Plattendruckversuchen*. Bachelor-Thesis, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik, Bauingenieurwesen und Geodäsie, TU Darmstadt, Darmstadt.
- LfU BW. (1991). Ökologie der Fließgewässer, Niedrigwasser. *Handbuch Wasser 2*. Stuttgart: im Auftrag des Umweltministeriums Baden-Württemberg.
- Logemann, M. (1991). Kapitel 4: Konstruktive Beziehungen für den Werkstoff Holz. In M. Logemann, *Abschätzung der Tragfähigkeit von Holzbauteilen mit Ausklinkungen und Durchbrüchen*. Düsseldorf: VID-Verlag GmbH.
- Loose, F. (09. 01 2015). <http://www.offenau.de/>. (B. T. Hilfswerk, Hrsg.) Von http://www.offenau.de/fileadmin/default/files/Hochwasserschutz/Handbuch_Hochwasserschutz-Deichverteidigung.pdf abgerufen
- Mickovski, S. B., Bransby, M. F., Davies, M. C., Lauder, K. D., Sonnenberg, R., Bengough, A. G., & Hallett, P. D. (o.J.). *Shear reinforcement of soil by vegetation*. United Kingdom: University of Dundee; scri living technology.
- Nachtnebel, H.-P. (2006). *Freibord - Überströmstrecken*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft - Sektion Wasser.

Abgerufen am 05. 01 2015 von
file:///C:/Users/Sirko/Desktop/Freibord%20korr.%2013.%20Mai%202011.pdf

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (Mai 1998). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts Teil 1: Laborversuche. *DIN 18130-1*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (April 1998). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung. *DIN 18121-1*. Berlin: Beudth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (September 2000). Richtlinien für den Wasserbau - Sohlbauwerke. Berlin: deutsche Norm.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (September 2002). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit Teil 3: Direkter Scherversuch. *DIN 18137-3*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (Dezember 2002). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Glühverlustes. *DIN 18128*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (Juni 2006). Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. *DIN 18196*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (Juli 2010). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen. *DIN 18137-1*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (April 2011). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung. *DIN 18123*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (September 2012). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Proctorversuch. *DIN 18127*. Berlin: Beuth-Verlag.

Normenausschuss Bauwesen (NABau). (Februar 2012). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren. *DIN 18121-2*. Berlin: Beudt-Verlag.

- Normenausschuss Bauwesen (NABau). (Januar 2013). Hochschasserschutzanalgen. *DIN 19712*. Berlin: Beuth-Verlag.
- PWW-Ingenieurbüro; Mayr, A. (2013). *Hochwasserschutzsystem "Aquariwa"*. statische Berechnung, PWW-Ingenieurbüro, Darmstadt.
- Regierungspräsidium Darmstadt, TU Darmstadt, Hochschule Darmstadt. (07. 08 2014). Pressetermin - Deichüberströmung am Forschungsdeich in Biebesheim. Biebesheim.
- Rothermel, I. (30. 10 2014). Welche der vorliegenden Grassaaten wurde gesät? (S. Lehmann, Interviewer)
- Saenger, N. (2010). Bautabellen für Ingenieure. In A. Goris, & A. Goris (Hrsg.). Köln: Schneider.
- Steiniger, B. (2014). *Untersuchungen zur Bestimmung des Höhenprofils der Fließgeschwindigkeit in einem rechteckigen Kanalprofil mit Hilfe verschiedener Messsysteme*. Darmstadt: TU Darmstadt, FB 13, Institut IWAR.
- Steuernagel, J. (2007). *Möglichkeiten zur Optimierung von Sanierungsmaßnahmen an Flussdeichen*. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie. Darmstadt: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Abgerufen am 22. Juli 2014 von <http://tuprints.ulb.tu-darmstadt.de/1174/1/DR-STEU.pdf>
- Sýkora, K. V. (1999). Themenkreis III - Zur Standsicherheit. In W. Pflug, & E. Hacker, *Ingenieurbiologie - Flussdeiche und Flussdämme - Bewuchs und Standsicherheit* (S. 70-183). Aachen: Gesellschaft für Ingenieurbiologie e.V.
- Technisches Hilfswerk. (01. 02 2015). *Technisches Hilfswerk - Ortsverband Emden*. Von <http://www.thw-emden.de/thw-deich/bekaempfen-von-schaeden/aufkadamung-sandsackdamm/> abgerufen
- Universität Bremen. (28. 01 2015). *geochemie.uni-bremen*. Von <https://web.archive.org/web/20070626222110/http://www.geochemie.uni-bremen.de/koelling/kfwert.html> abgerufen

- Verheij, H. J., Kruse, G. A., Niemeijer, J. H., Sprangers, J. T., de Smidt, J. T., & Wondergem, P. J. (1997). *Erosion resistance of grassland as dike covering*. Delft: Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands (TAW).
- Vollmert, L. (2012). *Hochschule Ostwestfalen-Lippe*. (B. Geokunststoffe, Hrsg.) Abgerufen am 10. 01 2014 von http://www.hs-owl.de/fb3/fileadmin/download/PDF/PDF-Koehler/Vollmert_Gleitschicherheit_von_Abdichtungssystemen.pdf
- Weißmann, R., Richwien, W., Schüttrumpf, H., & Grüne, J. (2001). *Infiltration von Wellenüberlauf in Deichbinnenböschungen*. Hannover: Tagungsband des 3. FZK-Kolloquiums.
- Werth, K. (23. 01 2015). Reibungswerte der GSY. (S. Lehmann, Interviewer)
- Wood, I. R., Ackers, P., & Loveless, J. (1983). General method for critical point on spillways. *Journal of the Hydraulic Division. ASCE 109*, S. 308-312.

Eidesstattliche Versicherung

Master-Thesis von Herrn Sirko Lehmann, B.Sc.

Erklärung zur Master-Thesis gemäß §23, Abs. 7 APB

Hiermit versichere ich, die vorliegende Master-Thesis ohne Hilfe Dritter nur mit den angegebenen Quellen und Hilfsmitteln angefertigt zu haben. Alle Stellen, die aus den Quellen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht worden. Diese Arbeit hat in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegen.

Darmstadt, den _____

Unterschrift

Anhang

I.	Allgemeine Informationen	5
a.	Informationen zur Grasnarbe	5
b.	Nivellement des Versuchsstandes	10
c.	Historie des Versuchsstandes	12
d.	Auswahl des Hochwasserschutzsystems	15
i.	Sandsackbarriere als Hochwasserschutzsystem	15
ii.	Mobiles Hochwasserschutzsystem der Firma Aquariwa	17
iii.	Vergleich der Systeme und Auswahl	19
II.	Wasserbauliche Großversuche	24
a.	Erster Versuchsblock – Erstes Versuchsfeld.....	24
i.	Daten der UAS und des Keilsensors.....	25
ii.	Daten der MIB – Messungen	32
b.	Erster Versuchsblock – Zweites Versuchsfeld.....	35
i.	Daten der UAS und des Keilsensors.....	36
ii.	Daten der MIB – Messungen	41
c.	Zweiter Versuchsblock – Zweites Versuchsfeld.....	46
i.	Daten der UAS und des Keilsensors.....	47
ii.	Vergleich mit den Zusatzmäusen.....	55
iii.	Querprofile (MIB).....	59
iv.	Längsprofile (MIB).....	64
d.	VBA-Makro zur UAS-Auswertung	68
e.	Iterative Berechnung der landseitigen Böschungsbelastung	71
III.	Geotechnische Versuche	91
a.	Übersicht über die Proben	91
b.	Korngrößenverteilung	92
c.	Atterberg'sche Zustandsgrenzen	107
d.	Wassergehalte.....	110
e.	Glühverluste	112

f.	Korndichten	115
g.	Proctordichten	116
h.	Wasserdurchlässigkeit	119
i.	Rahmen-Scherversuch	122
j.	Natürliche Lagerungsdichte	125
k.	Lageplan Felduntersuchungen	126
l.	Leichte Rammsondierung	127
m.	Schwere Rammsondierung	131
n.	Dynamischer Plattendruckversuch	133

Allgemeine Informationen

I. Allgemeine Informationen

a. Informationen zur Grasnarbe

Festuca ovina durixcula – raublättriger Scharf-Schwingel

Die Sammelart (nach Patzke) *Festuca ovina* im weiteren Sinne: „Blätter im Querschnitt rundlich oder V-förmig, haarfein bis binsenförmig, Blattscheiden bis unten offen. Deckspelzen meist deutlich begrannt; überall verbreitete Pflanzen. (Mikroskopisch: Festigungsgewebe [Sklerenchym] auf dem Blattquerschnitt entweder einen geschlossenen Saum bildend oder auf die Blattränder und Kiel beschränkt)“ (Klapp & Boeker, 1983)

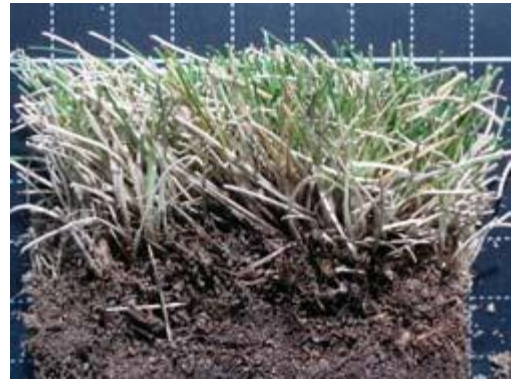


Abbildung 1: Schafschwingel; (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

5 bis 60 cm hoch, langlebig; sommergrün (zweizeilig angeordnete Blätter, linear und ganzrandig, stengelumfassend und parallelnervig) benötigt mind. 25 cm Oberbodendicke (hortipedia - Das GartenInfoPortal, 2014)

Eigenschaften: feines Blatt, horstbildend, gering belastbar, Keimdauer etwa zwei Wochen, beide Arten bilden feine Rasennarben und sind sehr trockenheitsverträglich, *Festuca trachyphylla* verträgt den regelmäßigen Schnitt besser als *Festuca ovina*. Verwendung: für Trockenlagen im Gebrauchs- und Landschaftsrasen. Pflege: geringer Nährstoff- und Wasserbedarf, Konkurrenzkraft im gepflegten Rasen gering (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Feuchte:	F = 0	indifferentes Verhalten
Lebensform:	LF = 5	Hemikryptophyt/Erdschürfpflanzen Erneuerungsknospen unmittelbar an der GOF
Blattausdauer:	BA = 3	sommergrün
Anatomischer Bau:	AB = 5	skleromorph: versteift sich
Feuchtezahl:	F' = 2	Zeiger mäßiger Trockenheit

(Lindacher, et al., 1995)

Festuca rubra commutata – Horst Rotschwingel

„Grundachse kaum oder nur sehr kurz kriechend, die Pflanze daher dichterhorstig (ohne Rhizome), Scheiden samthaarig, Blattdurchmesser der Grundblätter 0,6 – 1 mm, Rispe bis 15 cm lang, Deckspelzen 4 – 6 mm lang, Magerrasen“ (Klapp & Boeker, 1983)



Abbildung 2: Horstrotschwingel; (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Rotschwingel wird 15 bis 90 cm hoch, mit dunkelgrünen, zweiteilig angeordneten Blättern, die lineal und ganzrandig, sowie stengelumfassend und parallelnervig sind. Die Pflanzen [Sammelart Rotschwingel] bilden faserige Wurzeln (hortipedia - Das GartenInfoPortal, 2014)

Eigenschaften: feines Blatt, mäßig belastbar, für Halbschatten geeignet, Keimdauer etwa zwei Wochen; die borstenähnlichen Blätter bilden sehr feine Rasennarben, Horst bildend und sehr dichtwüchsig, die Belastbarkeit ist je nach Sorte gering bis mäßig, gute Winterfarbe, anfällig für Rotspitzigkeit. Verwendung: wichtiges Gras für Zierrasen, Gebrauchs- und Landschaftsrassen, in Kräuterrasen und Blumenwiesen. Pflege: geringe Ansprüche an die Nährstoff- und Wasserversorgung, bei hohem Anteil im Rasen starke Rasenfilzbildung (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Rotschwingel allg.: steifen Halme Wuchshöhen von 20-100 cm, Grundblätter sind dickborstlich gerollt, während die Halmblätter meist flach und von mattgrüner oder bläulicher Farbe erscheinen [...] Blattscheiden der Rot-Schwingel nahezu geschlossen und zerfasern später, können auch zur Bodenbefestigung verwendet werden (St. Anne Stiftung, 2014)

Festuca rubra rubra – Ausläuferrotschwingel

„Grundachse deutlich kriechend, ausläufertreibend; dichtere Horste besitzen stets lange Rhizome.“ (Klapp & Boeker, 1983)

Rotschwingel wird 15 bis 90 cm hoch, mit dunkelgrünen, zweiteilig angeordneten Blättern, die lineal und ganzrandig, sowie stengelumfassend und parallelnervig sind. Die Pflanzen [Sammelart Rotschwingel] bilden faserige Wurzeln (hortipedia - Das GartenInfoPortal, 2014)



Abbildung 3: Ausläuferrotschwingel; (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Eigenschaften: mittelfeines Blatt, gering belastbar, Keimdauer etwa zwei Wochen, die borstenähnlichen Blätter bilden feine Rasennarben, nicht so dicht wachsend wie die beiden anderen Rotschwingelarten, die Belastbarkeit ist gering bis mäßig, bildet lange Ausläufer.

Verwendung: wichtiges Gras für Gebrauchs- und Landschaftsrasen, Kräuterrasen und Blumenwiesen. Pflege: geringe Ansprüche an die Nährstoff- und Wasserversorgung, bei hohem Anteil im Rasen starke Rasenfilzbildung (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

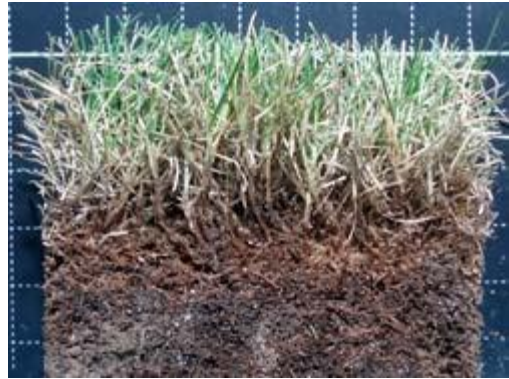
Rotschwingel allg.: steifen Halme Wuchshöhen von 20-100 cm, Grundblätter sind dickborstlich gerollt, während die Halmblätter meist flach und von mattgrüner oder bläulicher Farbe erscheinen [...] Blattscheiden der Rot-Schwingel nahezu geschlossen und zerfasern später, können auch zur Bodenbefestigung verwendet werden (St. Anne Stiftung, 2014)

Feuchte:	F = 6	zwischen frische- und Feuchtezeiger
Lebensform:	LF = 5	Hemikryptophyt/Erdschürfepflanzen Erneuerungsknospen unmittelbar an der GOF
Blattausdauer:	BA = 2	überwinternd grün
Anatomischer Bau:	AB = 4	mesomorph: zwischen zarter (Halb-) Schattenpflanze und Versteifter
Feuchtezahl:	F' = 3	Zeiger mittlerer („nicht extremer“) Feuchtigkeitsverhältnissen

(Lindacher, et al., 1995)

Festuca rubra trichophylla – Rotschwingel mit kurzen Ausläufern

„Stengelblätter und grundblätter gleichförmig gefaltet, fadenförmig bis borstlich, Blattdurchmesser 0,4 – 0,6 mm, rau, Ripse bis 12 cm lang, lineal-länglich, Deckspelzen um 4,5 mm lang, Scheiden sehr stark fasernd. Pfeifengraswiesen“ (Klapp & Boeker, 1983)



Rotschwingel wird 15 bis 90 cm hoch, mit dunkelgrünen, zweiteilig angeordneten Blättern, die lineal und ganzrandig, sowie stengelumfassend und parallelnervig sind. Die Pflanzen [Sammelart Rotschwingel] bilden faserige Wurzeln (hortipedia - Das GartenInfoPortal, 2014)

Eigenschaften: mittelfeines Blatt, gering belastbar, *Abbildung 4: Rotschwingel mit kurzen Ausläufern; (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)* Keimdauer etwa zwei Wochen, die borstenähnlichen Blätter bilden feine Rasennarben, nicht so dicht wachsend wie die beiden anderen Rotschwingelarten, die Belastbarkeit ist gering bis mäßig, bildet lange Ausläufer. Verwendung: wichtiges Gras für Gebrauchs- und Landschaftsrassen, Kräuterrasen und Blumenwiesen. Pflege: geringe Ansprüche an die Nährstoff- und Wasserversorgung, bei hohem Anteil im Rasen starke Rasenfilzbildung (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Rotschwingel allg.: steifen Halme Wuchshöhen von 20-100 cm, Grundblätter sind dickborstlich gerollt, während die Halmblätter meist flach und von mattgrüner oder bläulicher Farbe erscheinen [...] Blattscheiden der Rot-Schwingel nahezu geschlossen und zerfasern später, können auch zur Bodenbefestigung verwendet werden (St. Anne Stiftung, 2014)

Lolium perenne – Deutsches Weidelgras

Deutsches Weidelgras: mehrjähriges Untergras, zuweilen verwurzelnde Seitentriebe, braucht wintermilde, am Anfang stark konkurrenzfähig, lässt dann aber Lücken (Klapp & Boeker, 1983)

schnellwüchsigen und kurzlebigen Gräser werden 30 bis 90 Zentimeter hoch, einfachen, dunkelgrünen Blätter sind wechselständig angeordnet. Sie sind lineal, ganzrandig und parallelnervig. Die Belaubung ist locker. (hortipedia - Das GartenInfoPortal, 2014)



Abbildung 5: deutsches Weidelgras; (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Eigenschaften: schmales bis mittelbreites Blatt, hoch belastbar, Keimdauer etwa eine Woche, keimt schneller als die anderen Rasengräser, sehr trittfest und gut trockenheitsverträglich, bildet keine Ausläufer, anfällig für Schneeschimmel und Rotschmelze, gute Winterfarbe.

Verwendung: Hauptgras in fast allen Rasenmischungen, besonders in Mischungen für Strapazierrasen. Pflege: braucht ausreichend Licht und Nährstoffe, regelmäßiger Schnitt fördert die Bestockung (deutsche Rasengesellschaft e.V., 2014)

Süßgras, Wuchshöhe von 20 – 60 cm, ca. 20 cm lange und 4-6 mm breite Blattspreiten, (St. Anne Stiftung, 2014)

Feuchte:	F = 5	Frischezeiger
Lebensform:	LF = 5	Hemikryptophyt/Erdschürfepflanzen Erneuerungsknospen unmittelbar an der GOF
Blattausdauer:	BA = 2	überwinternd grün
Anatomischer Bau:	AB = 4	mesomorph: zwischen zarter (Halb-) Schattenpflanze und Versteifter
Feuchtezahl:	F' = 3	Zeiger mittlerer („nicht extremer“) Feuchtigkeitsverhältnissen (Lindacher, et al., 1995)

b. Nivellement des Versuchsstandes

Nivellement

Position		Pos 1	Pos 2	Höhe rel.	Höhe zu L4	Höhe zu L5
		[dm]	[dm]	[dm]	[m]	[m]
ZP	Umsetzpunkt	33,12	8,26	0	1,075	0,951
W3	Krone, Wasserseite	16,48		16,64	2,739	2,615
K2	Krone, mitte	16,23		16,89	2,764	2,64
L3	Krone, Landseite	16,57		16,55	2,73	2,606
K1	Krone (mitte, ungemäht)	15,07		18,05	2,88	2,756
K3	Krone (mitte, gemäht)	16,6		16,52	2,727	2,603
L2	Landseite	20,5		12,62	2,337	2,213
L1	Landseite	24,28		8,84	1,959	1,835
W2	Wasserseite	21,62		11,5	2,225	2,101
W1	Wasserseite	26,12		7	1,775	1,651
L5	GOF hinterm Deich		17,77	-9,51	0,124	0
S1	Straßenhöhe		11,11	-2,85	0,79	0,666
B1	Auf der Spundbohle	23,77		9,35	2,01	1,886
L4 (B1)	2,01 m unterhalb der Spundbohle	43,87		-10,75	0	-0,124

(B1) 0,45 m unterhalb der Spundbohle 28,27 4,85 1,56 1,436
Wasserstand auf der Landseite

Wert ist errechnet

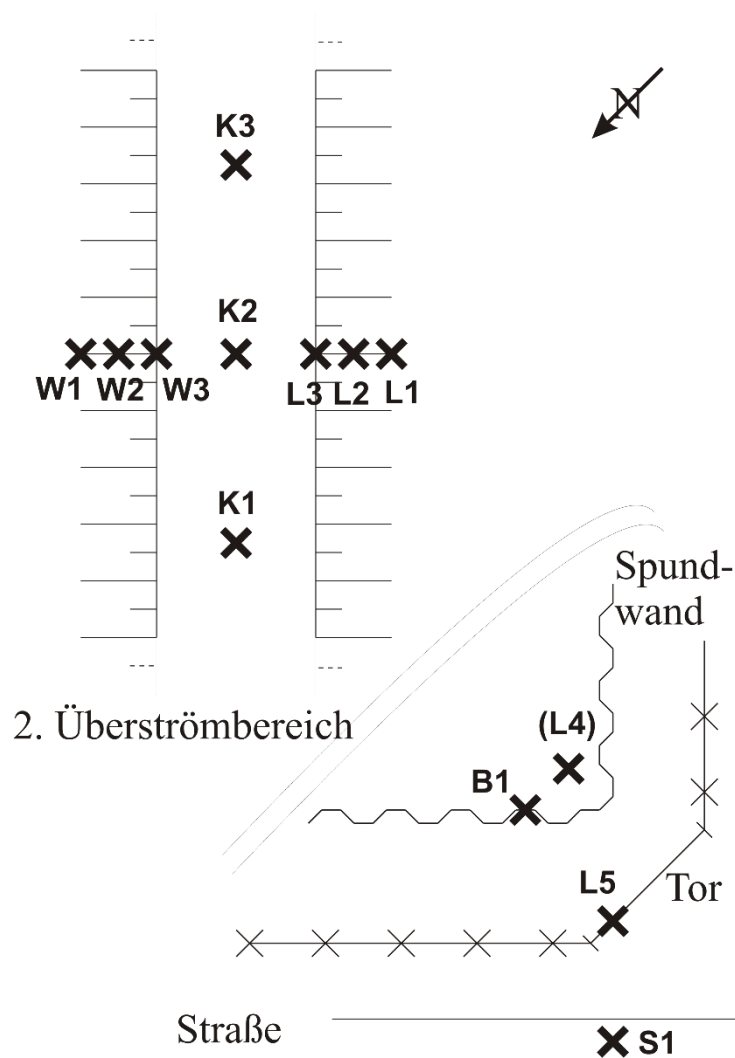
Böschungswinkel

Deichneigung (wasserseitig)

Nivellement		Latte und Zollstock	
x	y	Δx	Δy
0	2,739	1	0,47
1	2,225	1	0,45
2	1,775	1	0,51
MW:		1	0,477
Δx	Δy	Neigung:	1: 2,1
1	0,514	Winkel:	25,49
1	0,45		
2	0,964		
MW: 1,333 0,643			
Neigung:	1: 2,1	Neigung:	1 : 2,1
Winkel:	25,73	Winkel:	25,61

Deichneigung (landseitig)

Nivellement		Latte und Zollstock	
x	y	Δx	Δy
0	2,73	1	0,77
1	2,337	1	0,71
2	1,959	1	0,74
MW:		1	0,740
Δx	Δy	Neigung:	1: 2,7
1	0,393	Winkel:	20,30
1	0,378		
2	0,771		
MW: 1,333 0,514			
Neigung:	1: 2,59	Neigung:	1 : 2,648
Winkel:	21,08	Winkel:	25,69



Dabei haben L1, L2 und L3 sowie R1, R2 und R3 jeweils 1 m Abstand zueinander.

K1, K2 und K3 sind jeweils 5 m voneinander entfernt. W1 bis 3, K1 bis 3 und L1 bis 3 liegen im 2. Überströmbereich.

c. Historie des Versuchsstandes

Ziel der ersten Versuche am Forschungsdeich war es, die Tauglichkeit sekundärer Recyclingrohstoffe (Bauschutt und Hochofenschlacke), welche mitunter chemisch belastet waren, als Stützkörper für Flussdeiche zu prüfen. Die beiden Recyclingbaustoffe wurden getrennt voneinander als Stützkörper in den Forschungsdeichaufbau integriert. Eine Trennschicht in der Mitte der zwei verschiedenen Kernmaterialien sollte verhindern, dass Schadstoffe, welche ggf. aus einem der Kerne ausgetragen werden, die Messungen des anderen Kerns beeinträchtigen. Die geotechnischen und umwelttechnischen Daten der eingebauten Recyclingrohstoffe können Steuernagel (2007, S. 27 - 32) entnommen werden.

Im August 2003 wurde der Deich das erste Mal eingestaut. Es wurden Fehlstellen in der wasserseitigen Tondichtung festgestellt und behoben. Außerdem wurde eine zu geringe Durchlässigkeit des Fußfilters vermutet (Steuernagel, 2007, S. 44).

Inklinometer-Messungen konnten trotz eines hohen Sickerwasserstandes am Böschungsfuß keine Verformungen feststellen, die auf einen bevorstehenden Böschungsbruch hinwies. Die Wasserstände der Sickerwasserlinie führten dazu, dass der Filterkies des Filterfußes ausgetauscht werden musste (Steuernagel, 2007, S. 48 - 52).

Nach dem Austausch des Fußfilters wurde der Deich im Dezember 2004 das dritte Mal eingestaut. Der Austausch des Filters bewirkte, dass sich die Sickerwasserstände deutlich niedriger einstellten. Im Bereich des Bauschutts stellte sich die Sickerlinie nahezu horizontal ein. Durch den Filteraustausch verlagerte sich diese von ca. 1,70 m auf 1,0 m Höhe (auf den Deichfuß bezogen). Durch den Austausch wird der Sickerwasseraustritt im Böschungsbereich verhindert (Steuernagel, 2007, S. 52 - 53).

„Die Untersuchungen zeigten, daß die verwendeten Sekundärrohstoffe (Baustoffrecycling-Material und Hausmüllverbrennungsschlacke) als Baustoffe für Flußdeiche geeignet sind und die Anforderungen an einen im Deichbau zugelassenen Baustoff nach DIN 19712 ‚Flußdeiche‘ erfüllen. [...] Die Bewertung der Umweltverträglichkeit [...] zeigt, daß [...] keine negativen Beeinträchtigungen zu erwarten sind“ (Steuernagel, 2007, S. 62). Letzte Aussagen beziehen sich auf Schwermetalle und organische Parameter.

Für eine Verbesserung der Erosionssicherheit von Deichen bei Deichüberströmungen wurde empfohlen, den Forschungsdeich umzurüsten. Das integrieren einer Pumpe und das Einrichten

zweier Überströmbereiche mit unterschiedlichen Deckwerken sollte hier neue Forschungsergebnisse liefern (Steuernagel, 2007, S. 64 - 80). Die Belastungen durch die Sohlschubspannung bei einer Überstauhöhe von 0,3 m konnte mit 256,00 N/m² angenommen werden (Steuernagel, 2007, S. 89). Eine Bewehrung der Grasnarbe mit drei verschiedenen Geotextilien (Secutex®, Secugrid® und Secumat® von Naue) könnte die Böschung zu weiter gegen Überströmung stabilisieren (Steuernagel, 2007, S. 91).

Im weiteren Verlauf wurden die Empfehlungen von Steuernagel aufgenommen und zwei geotextilbewehrte Überströmstrecken aufgebaut. Dabei wurde darauf verzichtet drei Textilien einzubauen. Das Geovlies (Seuctex®) und das Geogitter (Seucgrid®) wurden durch ein Kunststoff ersetzt in dem beide bereits integriert sind (Combigrid®). Es wurden zwei Testfelder von je 20 Breite generiert und eine Propellerpumpe mit einer Nennleistung von 4,7 m³/s eingebaut (Kubetzek, 2008, S. 3 - 5).

Im Sommer 2008 und 2009 liefen die ersten Überströmversuche. Diese erfolgten ohne Vegetationsschicht, direkt auf den oben genannten Geotextilien (Kubetzek, 2010):

Versuchsnummer	Versuchsdauer [min]	überströmende Wassertiefe h [cm]
1	5	15
2	5	10

Tabelle I: Erste Überströmversuche am Deich in Biebesheim (Kubetzek, 2010, S. 4 - 5)

Das Ergebnis war eine „massive Erosion unterhalb der Geokunststoffe“ welche „vorerst nur im Bereich der Flanke auftrat. Das Material wurde zum Deichfuß hin umgelagert.“ (Kubetzek, 2010, S. 5). Die Versuche sollten die Bau- und Katastrophensimulation mit einer fehlenden Deckschicht darstellen. Da es bei den Versuchen zum Versagen des Deichkörpers, sowie der Geotextilien gekommen war mussten diese erneut aufgebaut werden bevor weitere Überströmversuche durchgeführt werden konnte (Kubetzek, 2010, S. 5 - 6).

Diese fanden im Winter 2011/2012 statt. Damit wurde der Grassaat zwei Vegetationsperioden Zeit gegeben in denen sie eine Grasnarbe ausbilden konnte. Der Deich wurde auf einer Länge von 20 m überströmt. Es gab in dieser Überströmstrecke zwei unterschiedliche Testbereiche. Ein 5 m breiter Streifen war zusätzlich zu den Geotextilien im Deich und der Grasnarbe mit einer aufgelegten und im Kronenbereich verankerten Bentonitmatte (Bentofix®) geschützt. Insgesamt wurde der Deich mit diesem Aufbau 85 min (6 Teilversuche) überströmt.

Anschließend wurden in weiteren 50 min 2 Teilversuche mit um 2 m gekürzter Überströmbreite (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 228 - 230) durchgeführt.

Die Bentonitmatte erwies sich während der Versuche als vollkommen lagestabil und hielt den Deichkörper unter sich trocken. Auf der Bentonitmatte herrschte eine rechnerische Schubspannung von 0,31 kN/m². Die Schubspannung auf das Rasendeckwerk betrug demnach 0,03 kN/m² auf der Krone und 0,18 kN/m² auf der Böschung (Kubetzek & Zanke, 2013). Neben Ultraschall Messungen war eine photographisch Dokumentierung im Einsatz, aus denen der sich per PC Analyse ein Bedeckungsgrad ermitteln ließ, welcher jedoch großen Messungenauigkeiten unterworfen war (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 232 - 234). Die höchste aufgetretene hydraulische Belastung zeigte sich an der Kronenkante mit einem durchschnittlichen Abbau des Bedeckungsgrades von 60% auf 50%. Es gab zwei Vorschäden durch Wühltiere. Während der Überströmzeit wurde ein Flächenzuwachs der Schäden von ca. 100 % festgestellt. Die Tiefe der Schäden blieb auf 20 cm begrenzt, was der Tiefe der Geotextillage entsprach. (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 234 - 235).

Die Erosionsschutzmatte (Secumat®) stellte einen Schutz gegen Wühltiere dar. Die eingesetzte ballastierte Bentonitmatte (Bentofix®) stelle eine gute Möglichkeit einen temporären Schutz gegen Erosion zu schaffen dar. Eine mit Geotextilien bewährte Rasendeckschicht hielt der Überströmung besser stand, als in der Literatur (Schneider Bautabellen) vermutet (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 236). Der „oberflächennahe, böschungsparallele Einbau von Geokunststoffen im Deichbau [erbringt] einen positiven Effekt sowohl auf die Standsicherheit, als auch auf die Anfälligkeit gegen Wühltiere“ (Kubetzek & Zanke, 2013, S. 237).

d. Auswahl des Hochwasserschutzsystems

Da die Pumpe im Versuchsaufbau nicht regelbar ist, muss die Intensität des überströmenden Wassers durch Variation der Überströmbreite geregelt werden. Um die Überströmbreite einzustellen, kommen zwei verschiedene Hochwasserschutzsysteme in Frage. Neben der klassischen Sandsackbarriere, welche häufig für Aufkadungen dieser Art eingesetzt wird, bietet sich ein junges System der Firma Aquariwa an. Weitere Alternativen, wie z.B. Big Bags, sind für den geplanten Einsatz zu groß, zu unhandlich und nicht vorrätig.

In den folgenden Kapiteln werden beide Systemaufbauten vorgestellt und anschließend eine Abwägung getroffen, welches Schutzsystem für die geforderte Aufgabe die besseren Eigenschaften besitzt.

Die Einstauhöhe im Versuchsstand ist auf 73 cm begrenzt. Sonst würde das Wasser auf der Wasserseite über die begrenzende Spundwand strömen (vgl. Kapitel 3.1). Um eine Sicherheit gegen das Überströmen der Spundwand, trotz Wellenbewegungen, zu erhalten, wird die Einstauhöhe auf 50 cm begrenzt.

i. Sandsackbarriere als Hochwasserschutzsystem

Eine herkömmliche Sandsackbarriere wird seit jeher zum Schutz von überströmungsgefährdeten Deichen und bei anderen Hochwasserschutzaufgaben angewandt. Mit der Deichmeisterei Biebesheim als Partner stehen ausreichend Sandsäcke und das nötige Knowhow zur Verfügung, um eine entsprechende Barriere zu errichten.

Die folgenden Angaben stammen aus dem Handbuch Hochwasserschutz – Deichverteidigung des Technischen Hilfswerkes (Loose, 2015):

- Ein üblicher Sandsack besteht aus Jute, wird zu 2/3 mit Sand gefüllt und vernäht.
- Die Maße eines gefüllten Sandsacks sind je nach Füllungsgrad etwas unterschiedlich.
- Er wiegt 15 bis 20 kg und kann nach kurzer Einweisung von Laien befüllt und geschichtet werden.

- Um eine Schutzhöhe von 0,50 m zu erhalten, ist es notwendig, die Sandsäcke in mehreren Lagen zu einem Damm aufzuschichten (vgl. Abbildung VI).

Dieser Sandsackdamm benötigt in seiner Basis mindestens drei Sandsäcke und wird nach oben hin schmaler. Daraus ergibt sich für die Höhe von 0,5 m ein Bedarf von 70 Sandsäcken pro laufenden Meter und eine Aufbauzeit pro laufenden Meter von 6 bis 8 Minuten bei 10 Personen/Helfer. Bei dem Errichten einer solchen Barriere ist folgendes zu beachten:

- Einzelne Sandsäcke sind überlappend im Verbund legen.
- Beim Schichten ist ein Versatz, ähnlich dem von Mauerwerk durchzuführen.
- Die unterste Lagenbreite entspricht der zweifachen Höhe, meist zzgl. einer weiteren Reihe
- Die Naht oder Blume muss nach innen gelegt werden.
- Der Einbindebereich eines anderen Schutzes (z.B. Mauer) muss die halbe Dammbreite betragen.

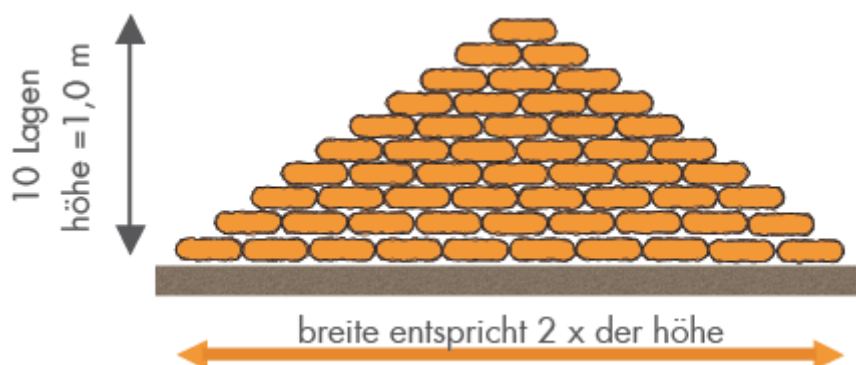


Abbildung VI: schematischer Aufbau einer 1 m hohen Aufkantung aus Sandsäcken (Technisches Hilfswerk, 2015)

Eine klassische Sandsackbarriere hat sich bereits in der Vergangenheit als Barriere für Wasser bewährt. Das Wasser stoppt dabei an der Barriere und sickert in den trockenen Sandsack ein. Dies erhöht das Gewicht des Sackes. Der Sandsack wird dabei durchströmt und es bildet sich eine Sickerlinie in der Sandsackbarriere aus. Diese baut das hydraulische Potential zwischen der Wasserseite und der Landseite des Sandsackwalles teilweise bis vollständig ab. Analog funktioniert der Deichkörper selbst. Der Jutesack hält dabei den Sand zusammen und verhindert ein Ausspülen. Seltener werden auch Sandsäcke aus Plastik eingesetzt. Da diese hier nicht zur Verfügung standen werden sie nicht weiter betrachtet.

ii. Mobiles Hochwasserschutzsystem der Firma Aquariwa

Das alternative System besteht aus zu Zylindern gebogenen, glasfaserverstärkten Kunststoffplatten. In den so entstandenen Tonnen werden wasserdichte Säcke aus Kunststoff eingehängt und mit Wasser oder Sand befüllt. Eine Füllung mit Sand ist sehr aufwendig und ist nur bei kurzfristig notwendiger Vergrößerung der Schutzwirkung sinnvoll. Die befüllten Tonnen stehen press aneinander. Damit das System absolut wasserdicht wird, muss auf der Wasserseite eine Dichtungsplane abgelassen werden, welche an ihrem unteren Ende (2 – 3 m vor den Tonnen) mit einer Reihe aus Sandsäcken gegen Abheben und Unterspülung gesichert wird. Letzteres erhöht den Fließweg für den Potentialabbau unterhalb der Tonnen und senkt somit die Belastung des Untergrundes durch den notwendigen Potentialabbau.

Nach Herstellerangaben gibt es die Tonnen in drei verschiedenen Größen, welche garantierte Schutzhöhen von 500 mm, 800 mm und 1000 mm gewährleisten, sofern sie mit Wasser gefüllt sind. Die Tonnen können nach kurzer Einweisung von Laien aufgebaut und bestückt werden. Sie lassen sich im leeren Zustand über den Boden rollen und können somit sogar von körperlich schwächeren Personen verteilt werden.

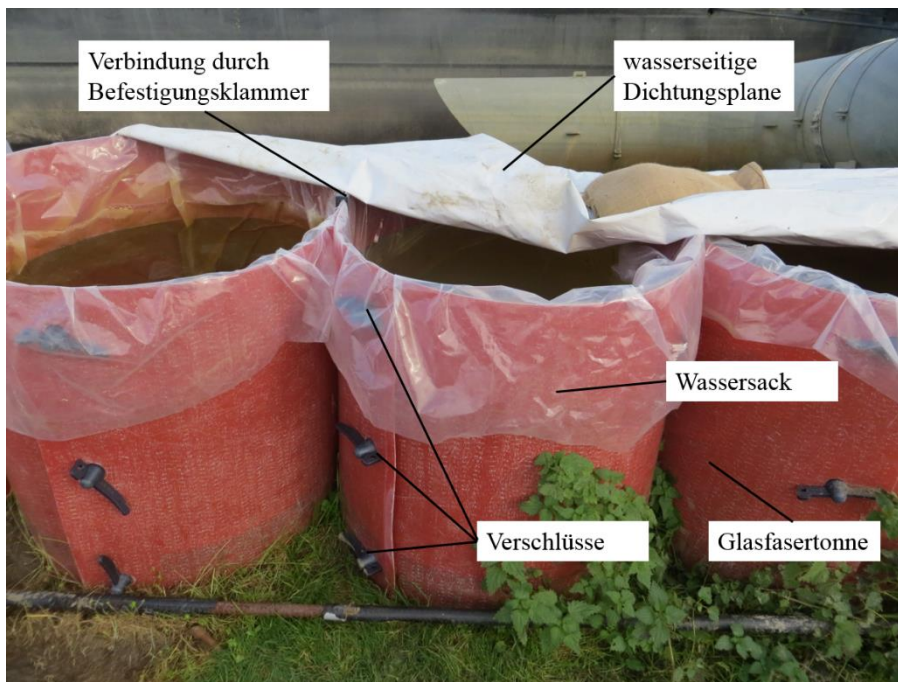


Abbildung VII: Aufbau des aquariwa-Hochwasserschutzsystems

Abbildung VII zeigt beispielhaft den Aufbau der Elemente von der Landseite aus. Die Dichtfolie ist auf der Wasserseite, wie oben beschrieben, mit Sandsäcken belastet. Zusätzlich wird sie auf den Tonnen belastet um ein nach unten Wehen der Folie durch Böen zu verhindern. Ein ggf. nötiger wasserdichter Anschluss an seitliche Begrenzungen muss mittels einer Sandsackbarriere erstellt werden (vgl. Abbildung VIII).



Abbildung VIII: Übergang von der Tonnenwand zu einer seitlichen Begrenzung

Ein längeres Stück Aufkantung muss mittels mehrerer Dichtfolien abgedichtet werden. Es ist darauf zu achten, dass die Dichtfolien sich gegenseitig überlappen und eng anliegen, um eine perfekte Dichtungswirkung zu erzielen. Es sei angemerkt, dass die Tonnen bereits ohne Dichtungsfolie eine nahezu dichte Barriere für Wasser darstellen. Die Tonnen werden vom Wasserdruck im Inneren gegeneinander gepresst, wodurch sich bei entsprechend enger Aufstellung der Spalt zwischen den Tonnen schließt. Ohne Folie können kleinere Spalte zwischen den Tonnen jedoch Wasser durchsickern lassen. Diese Spalte können sich mit der Zeit mit im Hochwasser schwimmenden Pflanzenteilen zusetzen, wodurch sich kleinere Spalte weitgehend selbst abdichten.

Der Abbau des Systems erfolgt, indem der Wassersack mittels eines Besens oder ähnlicher Werkzeuge nach unten gedrückt wird. Das Wasser kann dann langsam auslaufen. Anschließend können die Verschlüsse entfernt und die unter Spannung stehenden Kunststoffplatten entlastet werden. Alternativ kann die Tonne ausgepumpt werden.

iii. Vergleich der Systeme und Auswahl

Um zu bestimmen, welches der beiden Systeme für den Einsatz am Forschungsdeich das geeignetere ist, werden folgende Vergleichskriterien herangezogen:

- Verfügbarkeit
- Dichtungsfähigkeit
- Ausgleichen von Unenebenheiten
- Standsicherheit
- Auf- und Umbau
- Dauerhaftigkeit
- Abbau und Entsorgung

Diese Vergleichskriterien werden in Tabelle II übersichtlich dargestellt.

Standsicherheit des Systems

Bei den Aufkadungen handelt es sich statisch gesehen um Schwergewichtswände. Eine Schwergewichtswand kann durch folgende Mechanismen versagen:

- Verlust der inneren Standsicherheit (einzelne Elemente brechen aus)
- Verlust der Lagesicherheit durch Gleiten (Wegdrücken der gesamten Konstruktion)
- Verlust der Lagesicherheit durch Kippen (Umkippen der gesamten Konstruktion)
- Böschungsbruch oder Grundbruch des Untergrunds
- Hydraulischer Grundbruch / Unterströmen
- Zu starke Setzungen

Im vorliegenden Fall handelt es sich bei dem System um eine Aufkadung auf einer Deichkrone. In die Nachweise gegen Grundbruch und Böschungsbruch gehen die von den Systemen ausgeübten Auflasten in Form von Initialstreckenlasten ein. Daher werden im Folgenden diese Streckenlasten ermittelt und verglichen. Vereinfachend wird hierbei die Belastung auf den Schwerpunkt der Systeme konzentriert und von einer Schutzhöhe von 0,5 m ausgegangen.

Sandsäcke: 70 Stück pro lfd. m $\rightarrow m_{\text{mittel}} = 17,5 \text{ kg} \rightarrow 1225 \text{ kg/lfd. m} \rightarrow 12,25 \text{ kN/lfd. m}$

Tonnen: 1 Tonne pro lfd. m $\rightarrow G = 0,7 \text{ m}^3 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 + 15 \text{ kg} \cdot 10 \text{ m/s}^2 \rightarrow 7,15 \text{ kN/lfd. m}$

Zusätzlich müssen rund 5 Sandsäcke für die Folienbeschwerung bei der Variante der Tonnen eingerechnet werden. Daraus ergibt sich:

- Sandsäcke: 12,25 kN/lfd. m
- Tonnen: 8,03 kN/lfd. m

Aus dieser Betrachtung ergibt sich für die Sandsackbarriere bereits im trockenen Zustand eine höhere Belastung auf die Deichkrone als bei dem aus den Tonnen aufgebauten Hochwasserschutz. Da die Standsicherheit (Grund- oder Böschungsbruch) einer Aufkadung aus Sandsäcken auf einer Deichkrone unter der Berücksichtigung der Regeln des THW (Loose, 2015) nicht in Frage steht, können die beiden Nachweise auch bei den geringeren Auflasten der Tonnen als erfüllt gelten. Gleiches gilt für das Hervorrufen von Setzungen.

Es gibt jedoch einen großen Unterschied zwischen den beiden Systemen. Dieser liegt in der Art des Abbaus des hydraulischen Potentials. In der Sandsackbarriere baut sich das Potential innerhalb der Barriere, ähnlich der Situation im Deich selbst, ab.

Bei den Tonnen ist dies nicht der Fall. Wegen der Undurchlässigkeit muss der Potentialabbau im Untergrund stattfinden. Dieser kann mithilfe der Potentialnetz- oder z.B. Finite-Elemente-Methode berechnet werden. Die Durchströmung des Deichkörpers kann deshalb bei dem bei den Tonnen deutlich über der Deichkrone liegenden Wasserdruckniveau eher zum hydraulischen Grundbruch und/ oder zur großräumigen Unterspülung führen. Eine Aufkadung aus wasserdichten Sandsäcken (z.B. aus Plastik) hat die gleichen Eigenschaften.

Im Falle des Versuchsdeiches kann diese Problematik vernachlässigt werden. Unter den kontrollierten und relativ geringen Einstaubedingungen haben sich die Tonnen im Einsatz bewährt. Im Falle eines sich ankündigenden Versagens durch hydraulischen Grundbruch oder Unterspülung wäre es hier möglich gewesen, das System durch Ausschalten der Pumpe zu entlasten. Für eine Aufkadung eines realen Deiches im größeren Maßstab muss dies jedoch noch nachgewiesen werden. Dieser Nachweis ist stark vom vorliegenden Deichaufbau (Material und Kubaturen) abhängig und kann beim klassischen Dreizonendeich nicht mit einer Handrechnung erfolgen.

Vergleichs- kriterien	Sandsack- barriere	HWS - Aquariwa	Ergebnis
Verfügbarkeit	gegeben (Deichmeisterei)	gegeben (Deichmeisterei und Firma Aquariwa)	beide gut
Dichtungsfähigkeit	- dichtet zuverlässig - Abbau des hydr. Potentials durch Sickerlinie	dichtet zuverlässig, sogar ohne Dichtfolie	beide gut
Gleiten und Kippen innere Standsicherheit	in verschiedenen Arbeiten bereits nachgewiesen z.B. Broichhaus (2008)	statische Berechnungen zur Standsicherheit der Tonnen von PWW- Ingenieurbüro (2013)	beide gegeben
Grund- und Böschungsbruch	Belastung: 12,25 kN/lfd. m gilt als nachgewiesen	Belastung: 8,03 kN/lfd. m → wesentlich weniger, damit nachgewiesen	beide gegeben
Unterströmung und hydraulischer Grundbruch	Abbau des hydraulischen Potentials in der Aufkantung	im größeren Maßstab noch nachzuweisen	Sandsäcke besser nachgewiesen
Ausgleichen kleiner Unebenheiten	mit zu 2/3 gefüllten Säcken gut möglich	durch variablen Wassersack gut möglich	beide gegeben
Ausgleichen größerer Sprünge / Anschlüsse	mit zu 2/3 gefüllten Säcken gut möglich	benötigt Unterstützung durch Sandsäcke	Sandsäcke im Vorteil
Auf- / Ab- und Umbau benötigte Helfer	möglichst viele (Menschenkette)	relativ wenige ausreichend	Tonnen im Vorteil
Auf- / Ab- und Umbau benötigte Zeit	bei 10 Helfern 1 m ² in ca. 6 – 8 min	bei 4 Helfern 1 m ² in 3 – 4 min + Füllvorgang der Tonne	Tonnen im Vorteil
Auf- / Ab- und Umbau Schwere der Arbeit	körperlich anstrengend (15 – 20 kg)	körperlich weniger anstrengend, teilweise von körperlich schwächeren Personen bewältigbar	Tonnen im Vorteil
Dauerhaftigkeit	Jute verrottet nach kurzer Zeit	die Tonnen sind lange Zeit stabil	Tonnen im Vorteil
Entsorgung/ Wiederverwertung	verrottende Säcke müssen entsorgt werden, Sand kann recycelt werden	Tonnen können wiederverwendet werden. Wassersäcke müssen entsorgt und ersetzt werden	Abwägungssache

Tabelle II: Vergleich der Hochwasserschutzelemente

Auswahl

Die wichtigen Kriterien, wie Standsicherheit, Verfügbarkeit und Dichtungsfähigkeit werden von beiden Systemen souverän gemeistert.

Das Ausgleichen von Geländesprüngen (z.B. Überströmbereich zu den Zwischen – oder Endbereichen) und der Anschluss an Bauwerke (beim Versuchsdeich ist hier das Pumpenbauwerk zu nennen) ist bei dem Tonnensystem nur mittels Sandsackzulage möglich.

Entscheidend für die Auswahl der Tonne beim Forschungsdeich ist die leichte und schnelle Umbaumöglichkeit. Außerdem punkten die Tonnen durch den einfachen mit relativ wenigen Personen zu bewältigenden Auf- und Abbau. Damit können die vorhandenen personellen Ressourcen optimaler und effizienter eingesetzt werden. Außerdem fallen so weniger zu entsorgende Jutesäcke an, da einmal eingesetzte Säcke nur sehr schwer für eine Veränderung der Überströmbreite wieder verwendet werden können.

Die Tonnen werden an den Übergangspunkten unterstützt durch Sandsäcke eingesetzt.

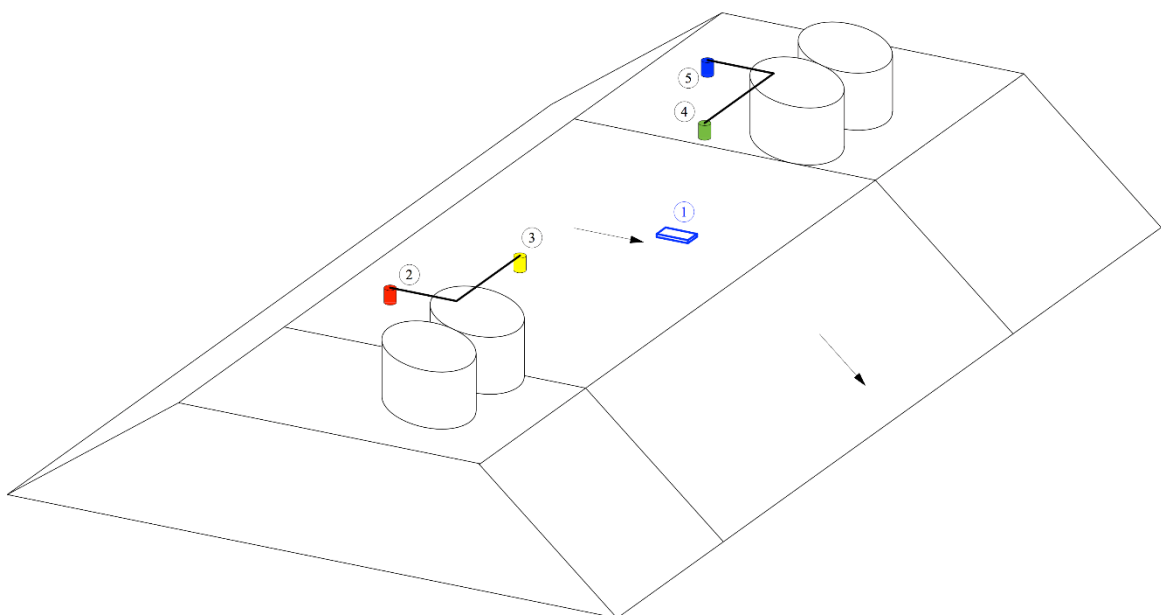


Abbildung IX: Aufkadung durch das Aquariwa-System

Wasserbauliche Großversuche

II. Wasserbauliche Großversuche

a. Erster Versuchsblock – Erstes Versuchsfeld



i. Daten der UAS und des Keilsensors**Versuch 1****05.08.2014 11:45**

Überströmdauer t: 5 [min]
 Überströmbreite L: 17,90 [m]

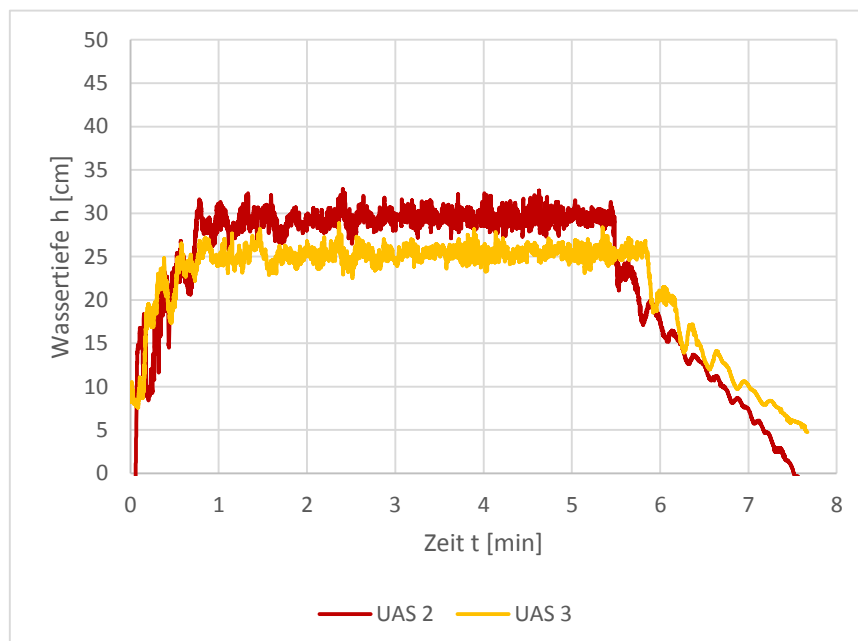
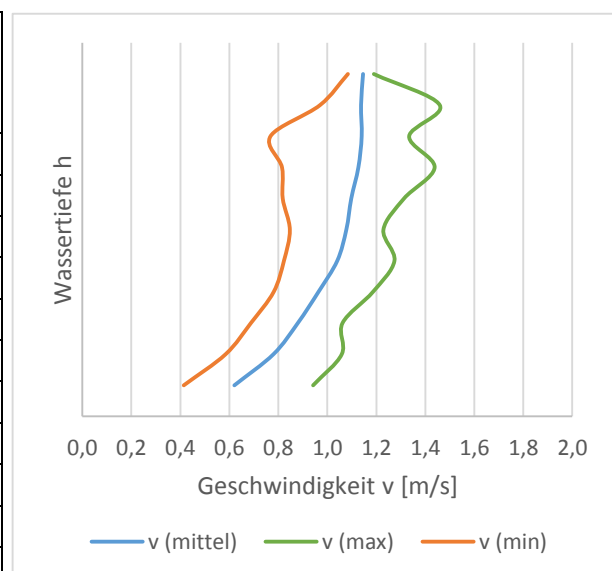
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,154	0,967	2679,602
Standardabweichung	0,017	0,063	399,940
Maximalwerte	0,174	1,142	3557,181
Minimalwerte	0,101	0,727	1663,918

Schubspannung	r_{hy} [m]
10,85 N/m ²	0,15
1,15E-5 N/m ²	0,017
14,53 N/m ²	0,17
7,06 N/m ²	0,10

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,621	0,112
v2 [m/s]	0,780	0,101
v3 [m/s]	0,880	0,084
v4 [m/s]	0,964	0,081
v5 [m/s]	1,041	0,090
v6 [m/s]	1,078	0,077
v7 [m/s]	1,098	0,088
v8 [m/s]	1,127	0,105
v9 [m/s]	1,140	0,094
v10 [m/s]	1,138	0,090
v11 [m/s]	1,146	0,022



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
25,34	0,80

UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
29,44	0,97

UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-

UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-

Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,64	530841,72

Versuch 2**05.08.2014 13:50 Uhr**

Überströmdauer t: 10 [min]
 Überströmbreite L: 17,90 [m]

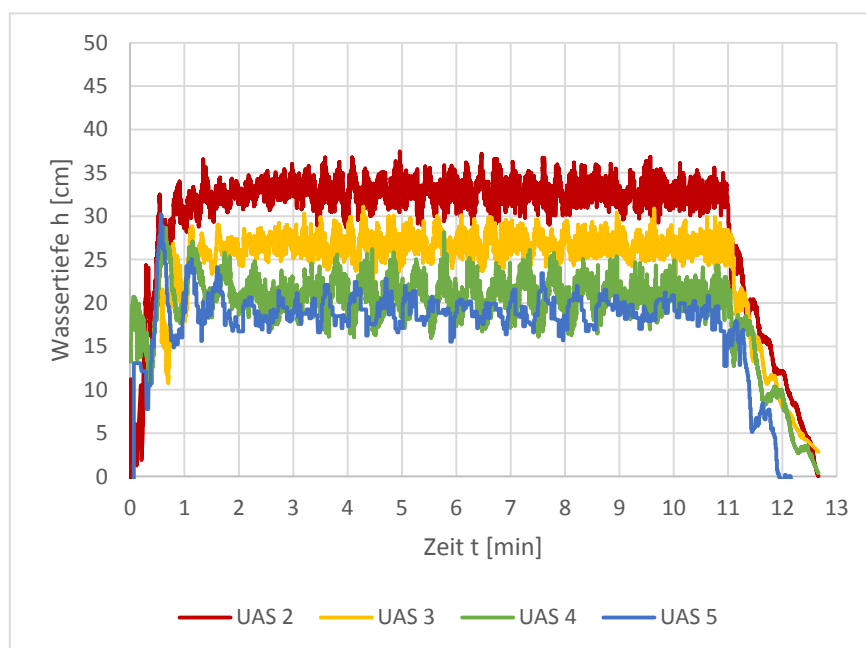
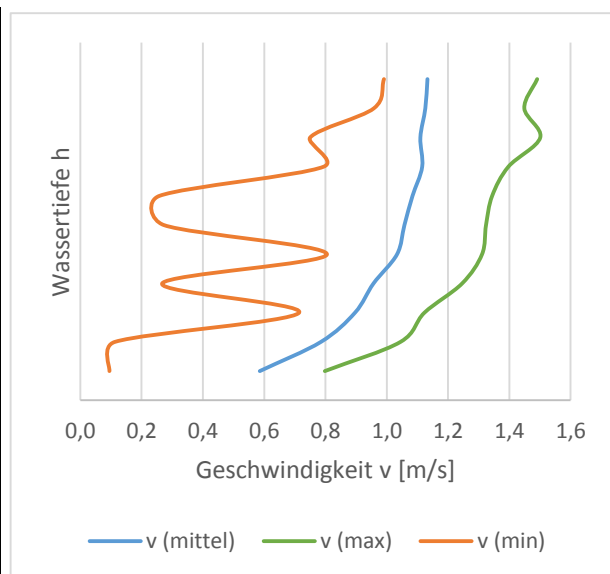
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,162	0,964	2831,613
Standardabweichung	0,016	0,131	538,595
Maximalwerte	0,176	1,151	3634,863
Minimalwerte	0,096	0,396	742,384

Schubspannung	r_{hy} [m]
10,60 N/m ²	0,16
4,85E-5 N/m ²	0,015
14,70 N/m ²	0,17
2,13 N/m ²	0,09

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,586	0,116
v2 [m/s]	0,785	0,149
v3 [m/s]	0,896	0,072
v4 [m/s]	0,957	0,153
v5 [m/s]	1,034	0,097
v6 [m/s]	1,058	0,136
v7 [m/s]	1,084	0,165
v8 [m/s]	1,116	0,099
v9 [m/s]	1,110	0,122
v10 [m/s]	1,126	0,076
v11 [m/s]	1,133	0,072



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
32,84	1,25
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
26,74	1,09
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
19,12	1,37
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
21,04	1,70
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,64	530841,72

Versuch 3**05.08.2014 14:20 Uhr**

Überströmdauer t: 20 [min]
 Überströmbreite L: 17,90 [m]

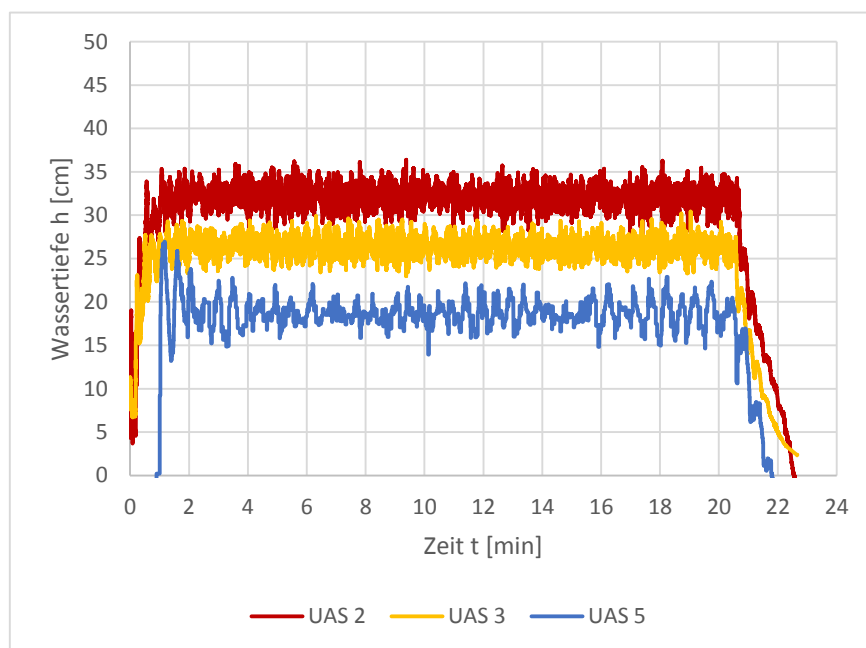
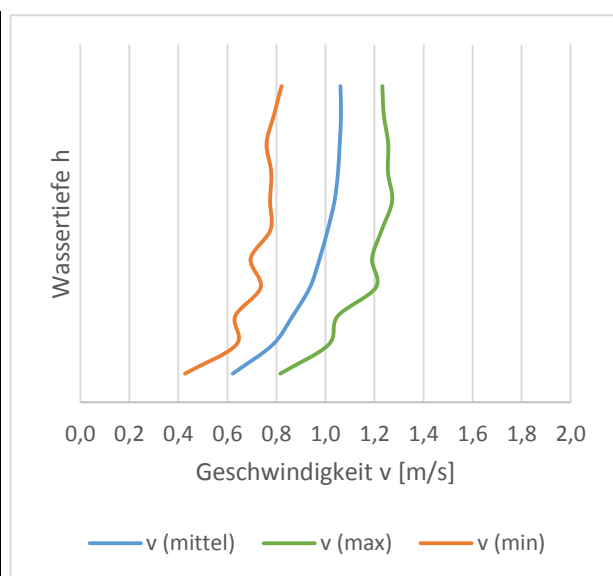
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,159	0,935	2683,447
Standardabweichung	0,005	0,066	216,798
Maximalwerte	0,173	1,086	3372,950
Minimalwerte	0,148	0,524	1596,305

Schubspannung	r_{hy} [m]
10,02 N/m ²	0,16
3,56E-6 N/m ²	0,004
13,16 N/m ²	0,17
3,23 N/m ²	0,15

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,622	0,072
v2 [m/s]	0,784	0,066
v3 [m/s]	0,866	0,076
v4 [m/s]	0,937	0,077
v5 [m/s]	0,976	0,080
v6 [m/s]	1,009	0,083
v7 [m/s]	1,037	0,095
v8 [m/s]	1,051	0,090
v9 [m/s]	1,058	0,085
v10 [m/s]	1,064	0,082
v11 [m/s]	1,061	0,079



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
32,13	1,09
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
26,35	0,95
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
18,89	1,55
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,60	531422,14

Versuch 4**05.08.2014 16:00 Uhr**

Überströmdauer t: 20 [min]
 Überströmbreite L: 15,42 [m]

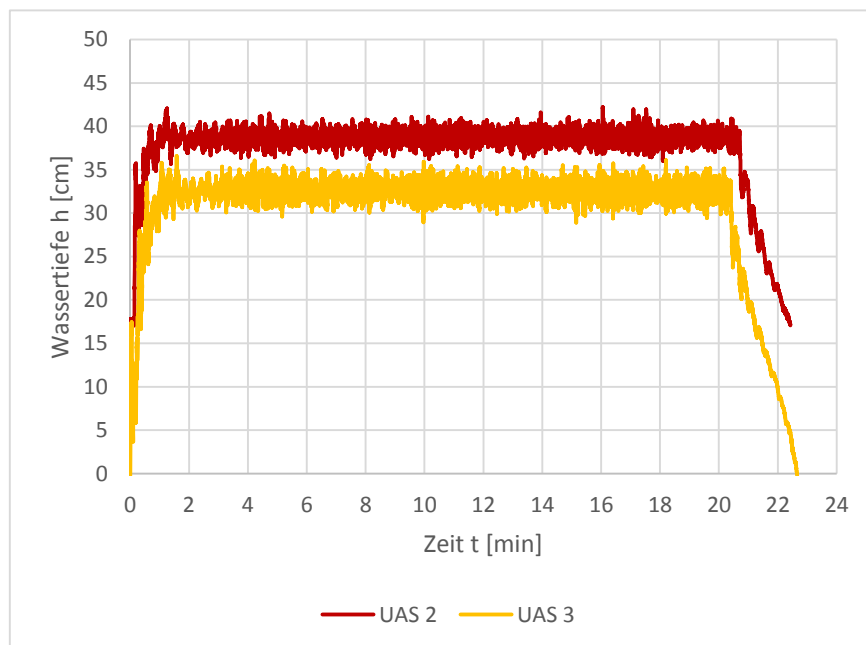
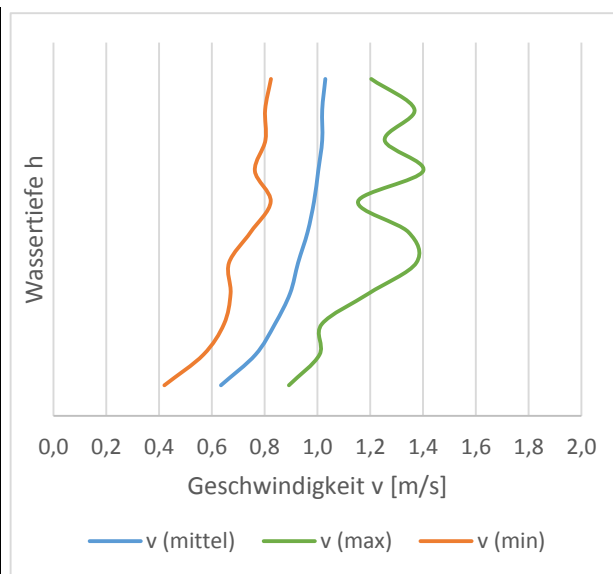
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,162	0,898	2251,563
Standardabweichung	0,005	0,041	155,524
Maximalwerte	0,182	1,067	2952,508
Minimalwerte	0,150	0,748	1770,349

Schubspannung	r_{hy} [m]
9,19 N/m ²	0,16
1,47E-6 N/m ²	0,005
12,49 N/m ²	0,18
6,55 N/m ²	0,15

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,634	0,070
v2 [m/s]	0,765	0,064
v3 [m/s]	0,839	0,061
v4 [m/s]	0,896	0,067
v5 [m/s]	0,927	0,065
v6 [m/s]	0,963	0,065
v7 [m/s]	0,987	0,053
v8 [m/s]	1,003	0,070
v9 [m/s]	1,018	0,068
v10 [m/s]	1,018	0,072
v11 [m/s]	1,030	0,064



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
32,64	0,86
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
38,74	0,69
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,56	519494,71

Versuch 5**06.08.2014 09:30 Uhr**

Überströmdauer t: 20 [min]
 Überströmbreite L: 13,60 [m]

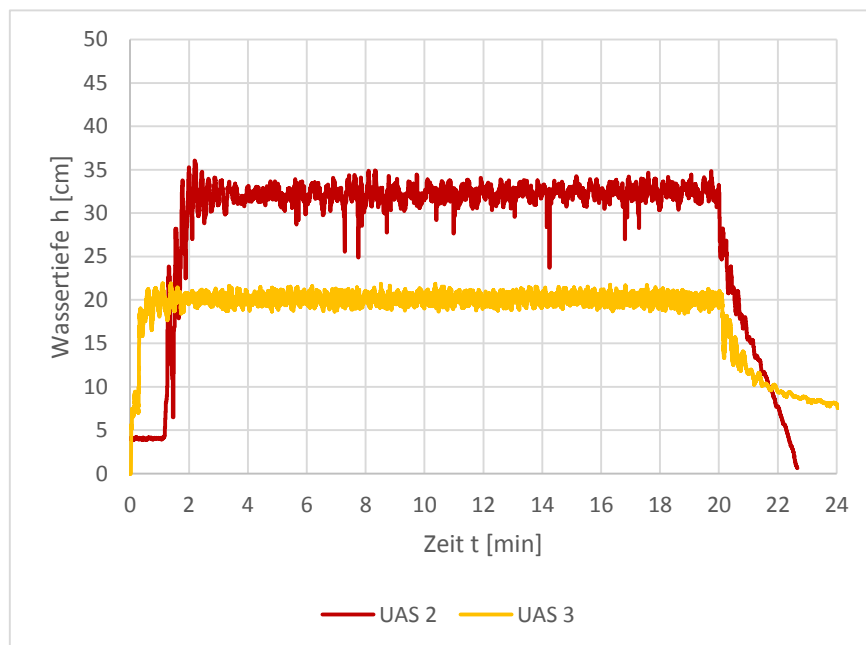
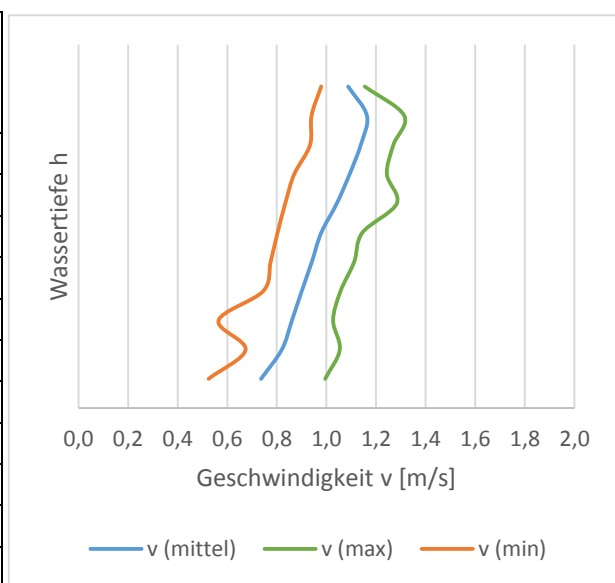
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,142	0,927	1785,847
Standardabweichung	0,006	0,046	109,282
Maximalwerte	0,170	1,060	2124,201
Minimalwerte	0,132	0,808	1502,505

Schubspannung	r_{hy} [m]
10,26 N/m ²	0,14
1,82E-6 N/m ²	0,01
12,61 N/m ²	0,17
7,97 N/m ²	0,13

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,736	0,088
v2 [m/s]	0,820	0,065
v3 [m/s]	0,861	0,076
v4 [m/s]	0,901	0,068
v5 [m/s]	0,941	0,064
v6 [m/s]	0,979	0,064
v7 [m/s]	1,042	0,063
v8 [m/s]	1,094	0,062
v9 [m/s]	1,138	0,060
v10 [m/s]	1,163	0,065
v11 [m/s]	1,088	0,068



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
32,10	1,40
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
20,13	0,45
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,67	467724,62

Versuch 6**06.08.2014 13:50 Uhr**

Überströmdauer t: 20 [min]
 Überströmbreite L: 11,31 [m]

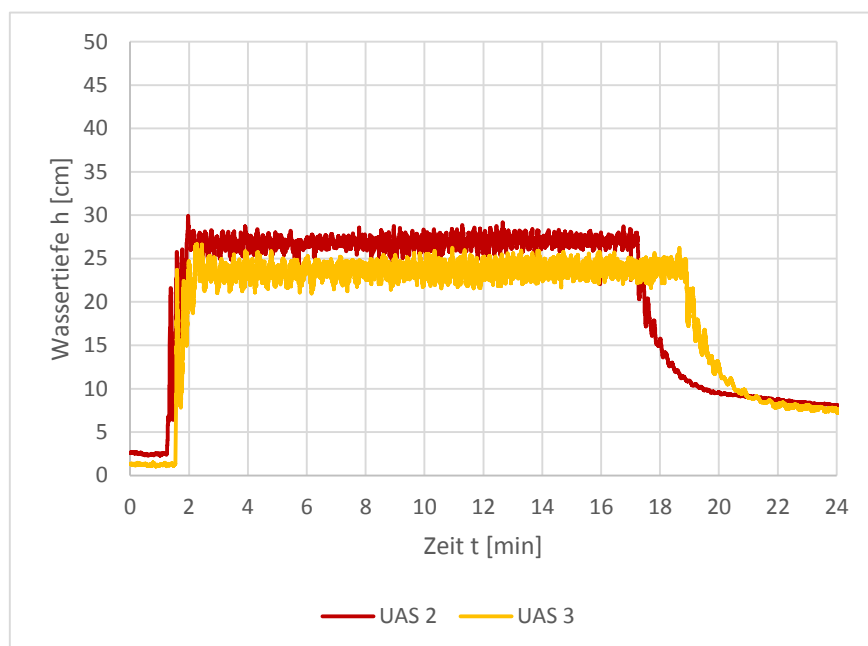
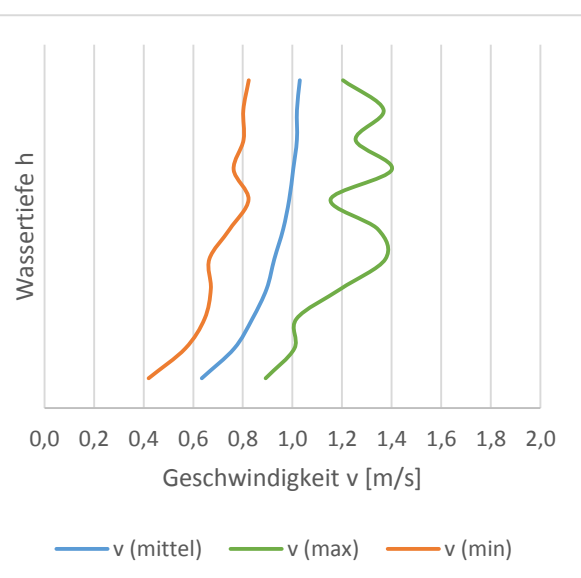
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,162	0,898	2250,440
Standardabweichung	0,005	0,041	156,079
Maximalwerte	0,182	1,067	2952,508
Minimalwerte	0,147	0,748	1770,349

Schubspannung	r_{hy} [m]
9,19 N/m ²	0,16
1,50E-6 N/m ²	0,00
12,49 N/m ²	0,18
6,59 N/m ²	0,14

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,634	0,070
v2 [m/s]	0,765	0,064
v3 [m/s]	0,839	0,061
v4 [m/s]	0,896	0,067
v5 [m/s]	0,927	0,065
v6 [m/s]	0,963	0,065
v7 [m/s]	0,987	0,053
v8 [m/s]	1,003	0,070
v9 [m/s]	1,018	0,068
v10 [m/s]	1,018	0,071
v11 [m/s]	1,030	0,064



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
26,44	2,43
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
23,66	0,72
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,56	51372,04

Versuch 7**06.08.2014 14:30 Uhr**

Überströmdauer t: 20 [min]
 Überströmbreite L: 8,80 [m]

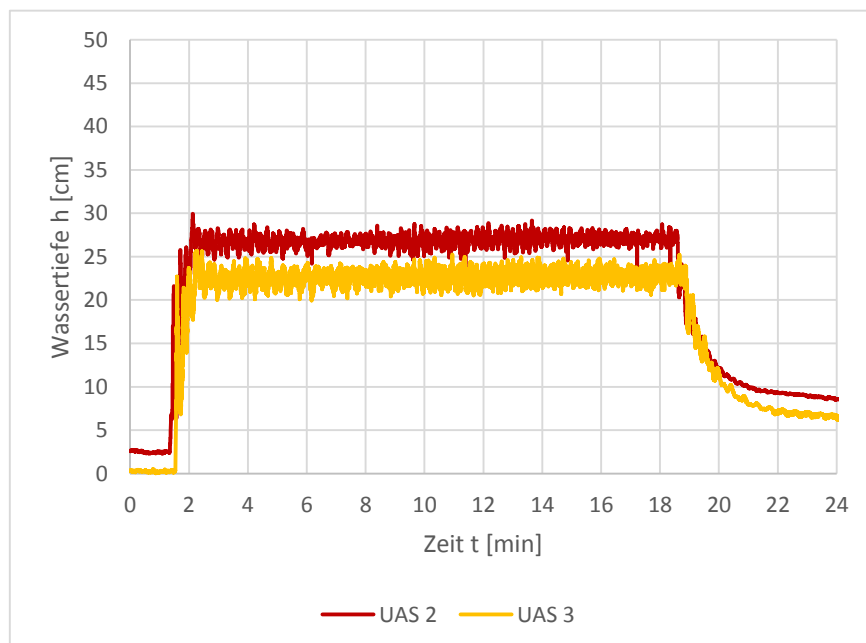
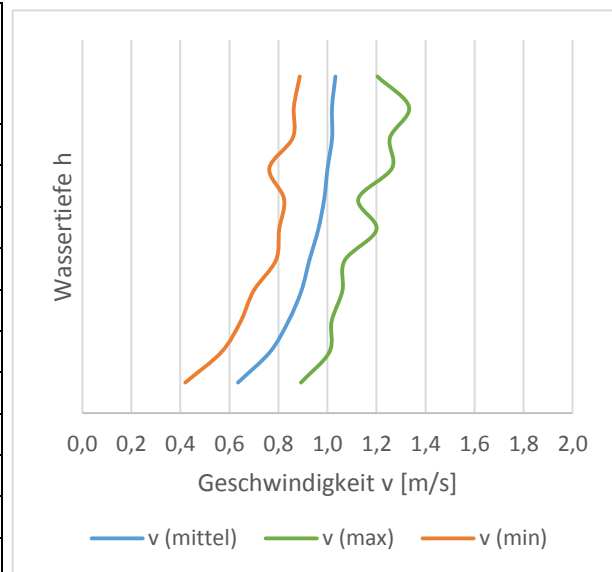
Versuchsfeld: 1
 Kernmaterial: Schlacke

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,162	0,898	2250,176
Standardabweichung	0,005	0,039	150,336
Maximalwerte	0,182	1,067	2952,508
Minimalwerte	0,139	0,809	1869,868

Schubspannung	r_{hy} [m]
9,20 N/m ²	0,16
5,45E-6 N/m ²	0,00
49,97 N/m ²	0,17
31,42 N/m ²	0,13

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,635	0,070
v2 [m/s]	0,766	0,062
v3 [m/s]	0,841	0,059
v4 [m/s]	0,894	0,059
v5 [m/s]	0,926	0,055
v6 [m/s]	0,963	0,053
v7 [m/s]	0,987	0,050
v8 [m/s]	1,000	0,062
v9 [m/s]	1,019	0,064
v10 [m/s]	1,019	0,064
v11 [m/s]	1,033	0,060



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
26,83	0,71
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
22,67	0,72
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,56	511264,97

ii. Daten der MIB – Messungen

In diesem Block wurden die Messungen aufgrund der Kürze der Versuche nur stichprobenartig und i.d.R. vom Rand des Überströmbereiches an einer Position (untere Position der Messbirne, 0,2 dm über GOF) bestimmt. Daher dienen sie hier nur zur Abschätzung der Geschwindigkeiten. Das Strömungsprofil im offenen Gerinne ist nahezu parabelförmig, je größer die Wassertiefe ist, desto mehr weicht daher die gemessene Geschwindigkeit von der Mittleren ab.

Alle Richtungsangaben (rechts/links, vor/hinter) sind auf die Strömungsrichtung bezogen.

Versuch 1

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
hintern Anker	rechter Rand	unten	1,07	-

Versuch 2

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
vorn Anker	rechter Rand	unten	0,53	25
hintern Anker	rechter Rand	unten	1,09	11

Versuch 3

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
vorn Anker	linker Rand	unten	0,30	30
hintern Anker	linker Rand	unten	0,70	20
Böschungskante	linker Rand	unten	1,40	11

vorn Anker	Mitte	unten	0,06	33
hintern Anker	Mitte	unten	0,81	21

vorn Anker	Mitte	unten	0,054	27
hintern Anker	Mitte	unten	0,56	15
Böschungskante	Mitte	unten	0,74	11

Versuch 4

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
hinterm Anker	rechter Rand	unten	1,1	8
vorm Anker	3 m von rechts	unten	0,1	24
vorm Anker	3 m von rechts	oben	0,47	24
hinterm Anker	3 m von rechts	unten	1,15	14
Böschungskante	3 m von rechts	unten	1,39	7
2 m nach Kante	rechter Rand	unten	1,8	8

Hinweis: starker Lufteintrag bei der letzten Messung

Versuch 5

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
hinterm Anker	rechter Rand	unten	0,22	10
hinterm Anker	3,5 m von rechts	unten	0,317	12
1,2 m hinterm Anker	5,5 m von rechts	unten	0,219	15
1,2 m hinterm Anker	8,5 m von rechts	unten	0,5	19
1,2 m hinterm Anker	11,5 m von rechts	unten	0,46	21
Kontrolle Maus	-	unten	0,41	18
Kontrolle Maus	-	unten	0,11	23
Kontrolle Maus	-	oben	0,53	23
hinterm Anker	1,6 m von links	unten	0,72	17
0,9 m vorm Anker	1,6 m von links	unten	0,24	19

➔ Die Maus zeigt zu diesen Zeiten gleiche Wassertiefen und Geschwindigkeiten an.

Versuch 6

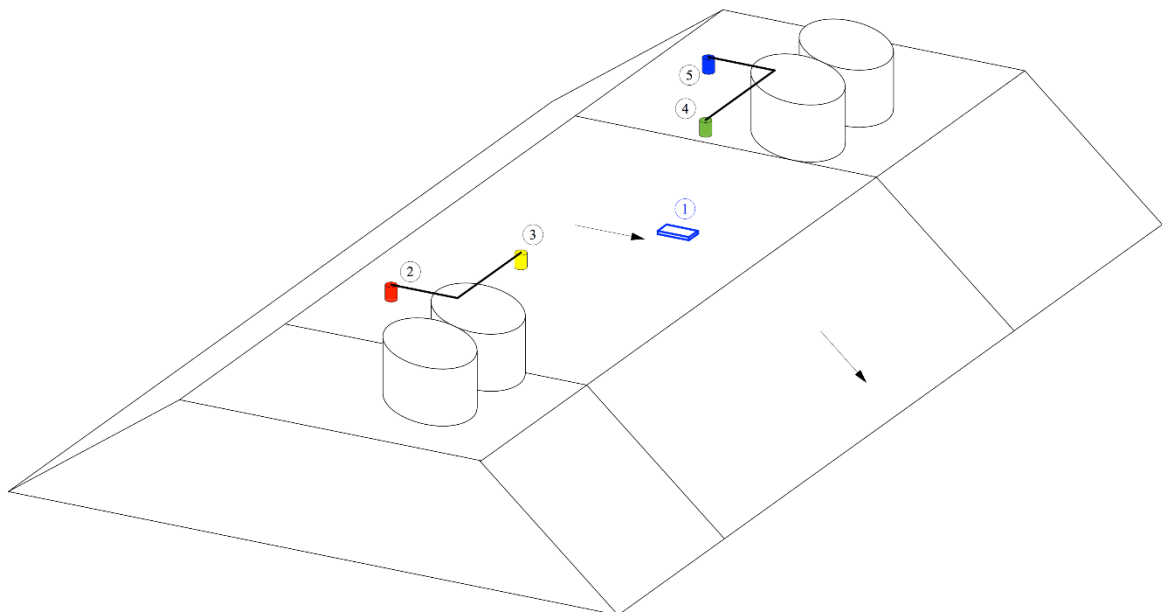
Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
hinterm Anker	3,5 m von rechts	unten	0,6	15
hinterm Anker	5,5 m von rechts	unten	0,328	7
hinterm Anker	8,5 m von rechts	unten	0,319	18
Kontrolle Maus	-	unten	0,83	18
hinterm Anker	linker Rand	unten	1,04	20
Mitte Deichböschung	linker Rand	unten	1,54	8

Hinweis: starker Lufteintrag bei der letzten Messung

Versuch 7

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
hinterm Anker	rechter Rand	unten	1,16	13
hinterm Anker	2 m von rechts	unten	1,01	17
hinterm Anker	3 m von rechts	unten	0,86	17
vorm Anker	3 m von rechts	unten	0,31	30
hinterm Anker	linker Rand	unten	1,0	26
Kontrolle Maus	-	unten	1,0	15
vorm Anker	Mitte	unten	0,09	30
vorm Anker	Mitte	oben	0,7	30
0,5 m von Kante runter	rechter Rand	unten	1,4	12,5
1 m von Kante runter	rechter Rand	unten	2	7
2 m von Kante runter	rechter Rand	unten	2	5,5

Hinweis: starker Lufteintrag bei der letzten Messung

b. Erster Versuchsblock – Zweites Versuchsfeld

i. Daten der UAS und des Keilsensors**Versuch 8****06.08.2014 12:15 Uhr**

Überströmdauer t: 20 [min]

Versuchsfeld: 2

Überströmbreite L: 10,45 [m]

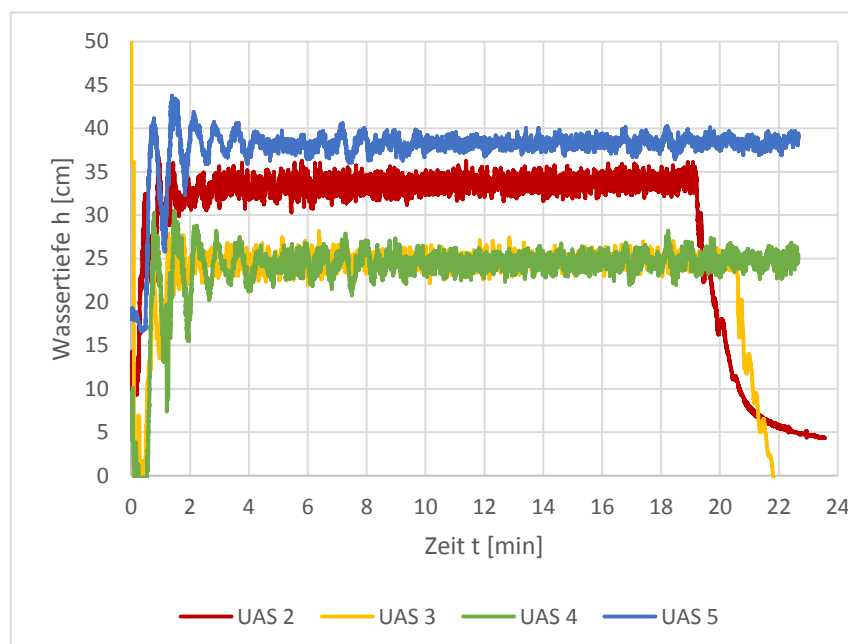
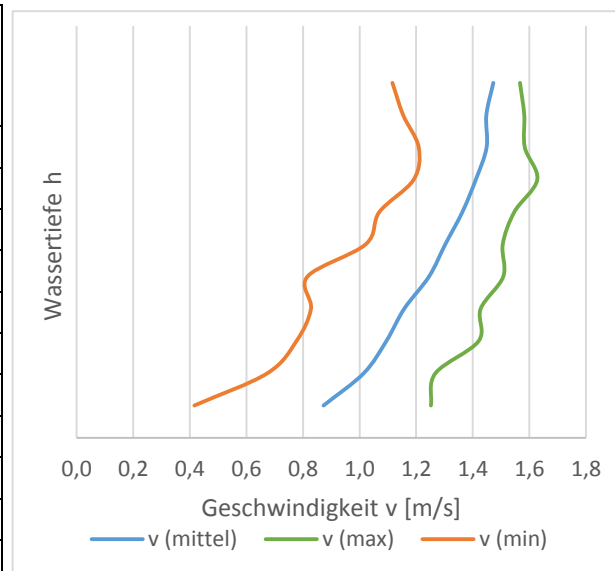
Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,172	1,227	2874,528
Standardabweichung	0,004	0,061	131,573
Maximalwerte	0,177	1,395	3272,079
Minimalwerte	0,152	1,103	2580,381

Schubspannung	r_{hy} [m]
16,83 N/m ²	0,17
2,61E-6 N/m ²	0,00
21,55 N/m ²	0,17
14,17 N/m ²	0,15

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,873	0,122
v2 [m/s]	1,015	0,112
v3 [m/s]	1,095	0,119
v4 [m/s]	1,158	0,110
v5 [m/s]	1,246	0,108
v6 [m/s]	1,303	0,089
v7 [m/s]	1,363	0,084
v8 [m/s]	1,411	0,070
v9 [m/s]	1,449	0,051
v10 [m/s]	1,448	0,046
v11 [m/s]	1,473	0,039



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
26,83	0,71

UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
22,67	0,72

UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-

UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-

Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,56	511264,97

Versuch 9**06.08.2014 12:15 Uhr**

Überströmdauer t: 15 [min]
 Überströmbreite L: 10,45 [m]

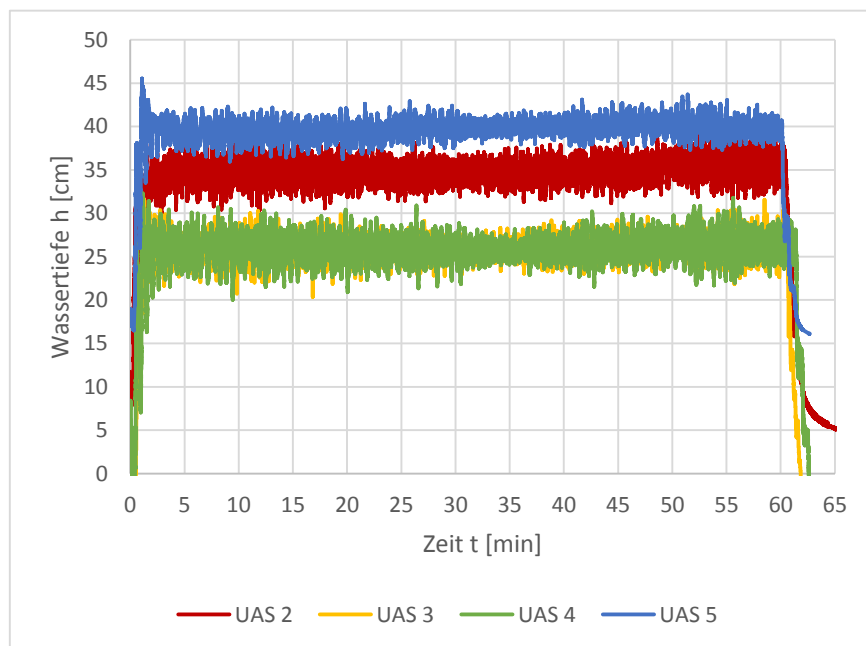
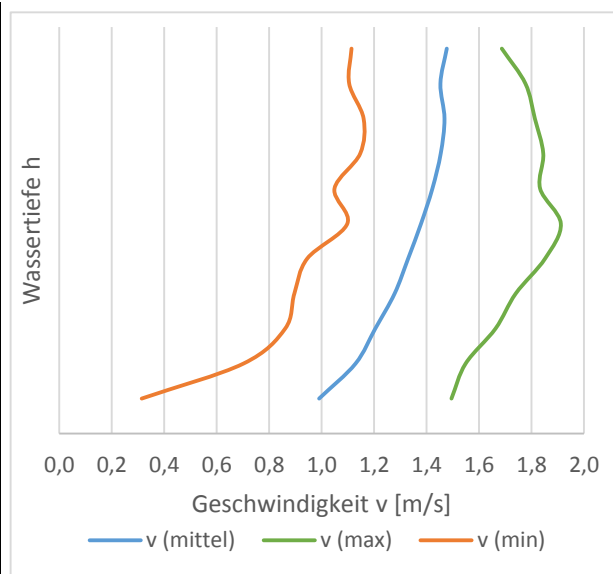
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,170	1,293	2991,157
Standardabweichung	0,009	0,094	176,515
Maximalwerte	0,187	1,649	3409,093
Minimalwerte	0,101	1,073	2128,997

Schubspannung	r_{hy} [m]
18,76 N/m ²	0,17
1,54E-5 N/m ²	0,01
29,57 N/m ²	0,18
15,37 N/m ²	0,10

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,990	0,157
v2 [m/s]	1,129	0,125
v3 [m/s]	1,205	0,130
v4 [m/s]	1,278	0,127
v5 [m/s]	1,330	0,126
v6 [m/s]	1,379	0,116
v7 [m/s]	1,422	0,120
v8 [m/s]	1,454	0,120
v9 [m/s]	1,468	0,123
v10 [m/s]	1,453	0,121
v11 [m/s]	1,477	0,110



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
34,84	1,09
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
25,92	1,18
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
25,92	1,34
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
39,78	0,98
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
1,00	573000

Versuch 10**07.08.2014 09:54 Uhr**

Überströmdauer t: 120 [min]
 Überströmbreite L: 10,45 [m]

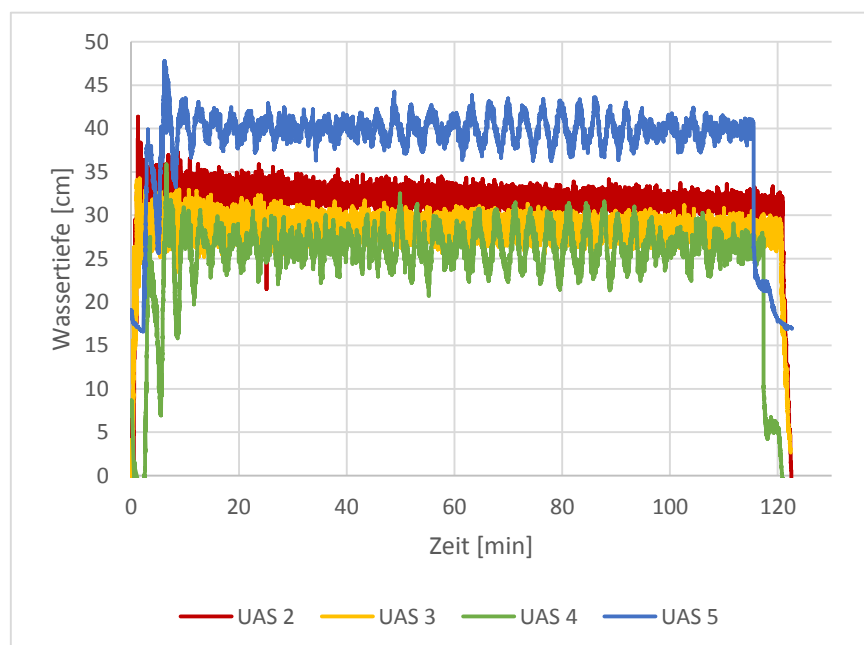
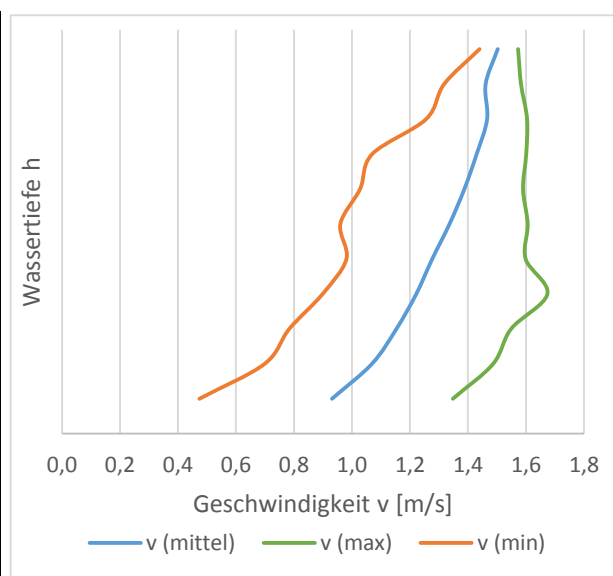
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,171	1,260	2938,155
Standardabweichung	0,003	0,041	122,409
Maximalwerte	0,186	1,426	3402,427
Minimalwerte	0,163	1,120	2514,214

Schubspannung	r_{hy} [m]
17,77 N/m ²	0,17
1,01E-6 N/m ²	0,00
22,15 N/m ²	0,18
14,28 N/m ²	0,16

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,931	0,121
v2 [m/s]	1,069	0,107
v3 [m/s]	1,153	0,098
v4 [m/s]	1,222	0,089
v5 [m/s]	1,277	0,084
v6 [m/s]	1,337	0,077
v7 [m/s]	1,388	0,068
v8 [m/s]	1,430	0,061
v9 [m/s]	1,466	0,045
v10 [m/s]	1,461	0,029
v11 [m/s]	1,503	0,022



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
28,60	0,80
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
32,08	0,89
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
26,45	1,90
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
39,97	1,32
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,97	855000

Versuch 11**07.08.2014 09:54 Uhr**

Überströmdauer t: 240 [min]
 Überströmbreite L: 10,45 [m]

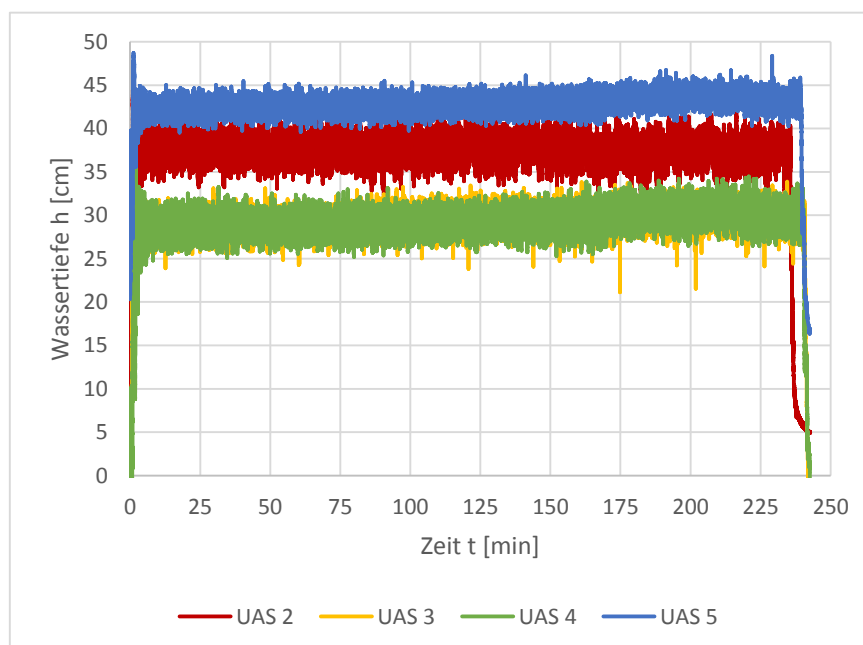
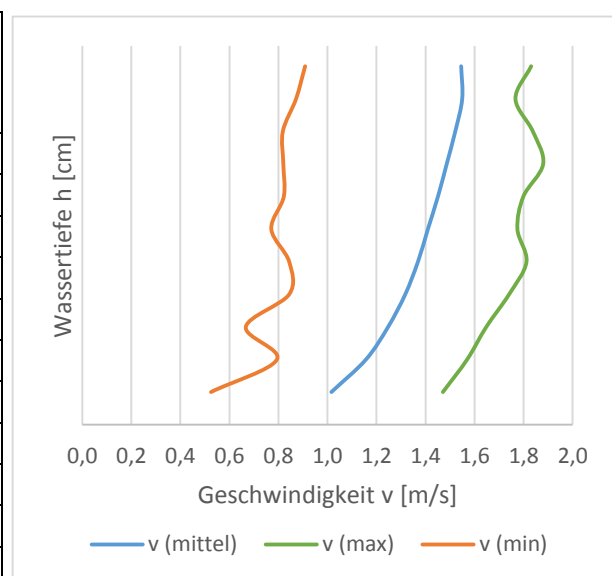
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,189	1,349	3473,395
Standardabweichung	0,007	0,075	216,684
Maximalwerte	0,221	1,623	4132,602
Minimalwerte	0,147	0,879	2090,018

Schubspannung	r_{hy} [m]
19,72 N/m ²	0,18
8,46E-6 N/m ²	0,01
27,09 N/m ²	0,21
9,10 N/m ²	0,14

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	1,016	0,117
v2 [m/s]	1,157	0,106
v3 [m/s]	1,248	0,105
v4 [m/s]	1,317	0,103
v5 [m/s]	1,369	0,102
v6 [m/s]	1,410	0,103
v7 [m/s]	1,451	0,099
v8 [m/s]	1,487	0,098
v9 [m/s]	1,521	0,096
v10 [m/s]	1,550	0,094
v11 [m/s]	1,546	0,089



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
37,76	1,18
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
29,52	1,12
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
29,37	1,19
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
42,86	0,86
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,99	1010000

Versuch 11a**07.08.2014 09:54 Uhr**

Überströmdauer t: 5 [min]
 Überströmbreite L: 10,45 [m]

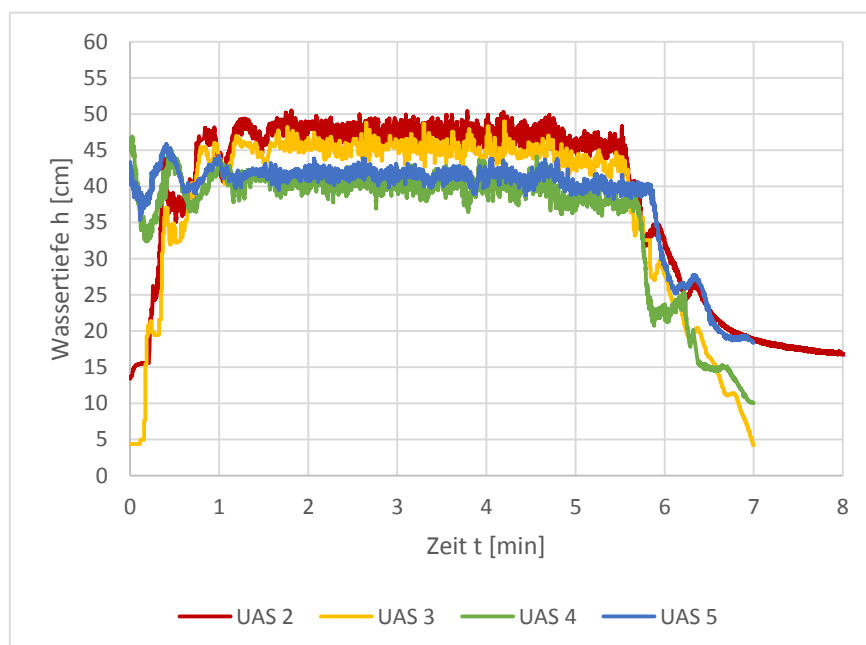
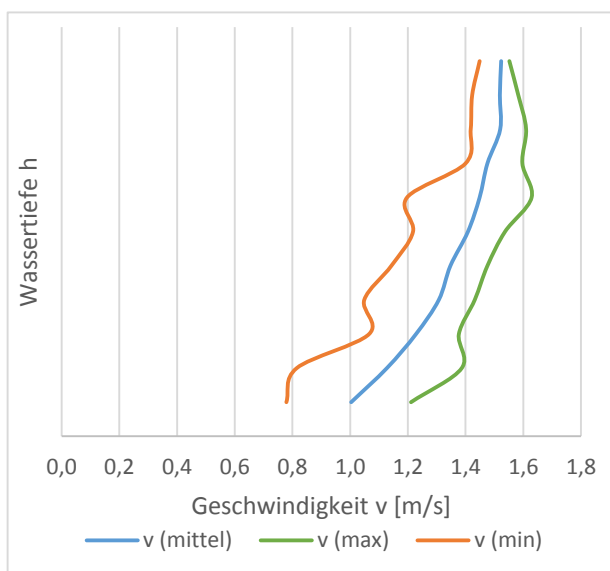
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,183	1,340	3340,174
Standardabweichung	0,003	0,025	92,703
Maximalwerte	0,190	1,424	3516,163
Minimalwerte	0,176	1,282	3146,930

Schubspannung	r_{hy} [m]
19,65 N/m ²	0,18
4,39E-7 N/m ²	0,00
21,93 N/m ²	0,18
18,24 N/m ²	0,17

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	1,004	0,096
v2 [m/s]	1,128	0,093
v3 [m/s]	1,229	0,086
v4 [m/s]	1,307	0,071
v5 [m/s]	1,348	0,060
v6 [m/s]	1,408	0,068
v7 [m/s]	1,449	0,072
v8 [m/s]	1,476	0,042
v9 [m/s]	1,520	0,034
v10 [m/s]	1,519	0,029
v11 [m/s]	1,524	0,024



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
47,42	1,31
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
45,16	1,25
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
40,30	1,26
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
41,57	0,80
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
1,00	973000

ii. Daten der MIB – Messungen**Versuch 8**

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
hinterm Anker	0,5 m von links	unten	0,6	25
hinterm Anker	0,5 m von links	oben	0,9	25
Böschungskante	0,5 m von links	unten	0,9	14
Böschungskante	0,5 m von links	oben	1,5	14
2 m von der Kante	0,5 m von links	unten	2,0	9
hinterm Anker	0,5 m von links	unten	1,0	10

Ab 2 m von der Kante runter beginnt der Lufteintrag

Versuch 9

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
Böschungskante	0,6 m von links	unten	1,0	18
1 m von der Kante	0,5 m von links	unten	1,1	10
0,65 m hinterm Anker	2 m von links	unten mitte oben	0,5 1,0 1,16	21
0,65 m hinterm Anker	4 m von links	unten mitte oben	0,2 1,01 1,32	19
0,65 m hinterm Anker	6 m von links	unten mitte oben	0,31 1,04 1,17	19
0,65 m hinterm Anker	8 m von links	unten mitte oben	0,52 0,94 1,15	20
0,65 m hinterm Anker	1,1 m von rechts	unten mitte oben	0,23 0,784 0,909	19

Zu Versuch 9

Längsposition	Querposition	Messposition	v [m/s]	h [cm]
0,5 m vorm Anker	1,1 m von rechts	unten mitte oben	0,266 0,67 0,73	25
0,5 m vorm Anker	3 m von rechts	unten mitte oben	0,395 0,76 0,76	21
0,5 m vorm Anker	5 m von rechts	unten mitte oben	0,2 0,7 0,75	21
0,5 m vorm Anker	7 m von rechts	unten mitte oben	0,21 0,74 0,67	21
0,5 m vorm Anker	1 m von links	unten mitte oben	0,028 0,75 0,766	21

Versuch 11

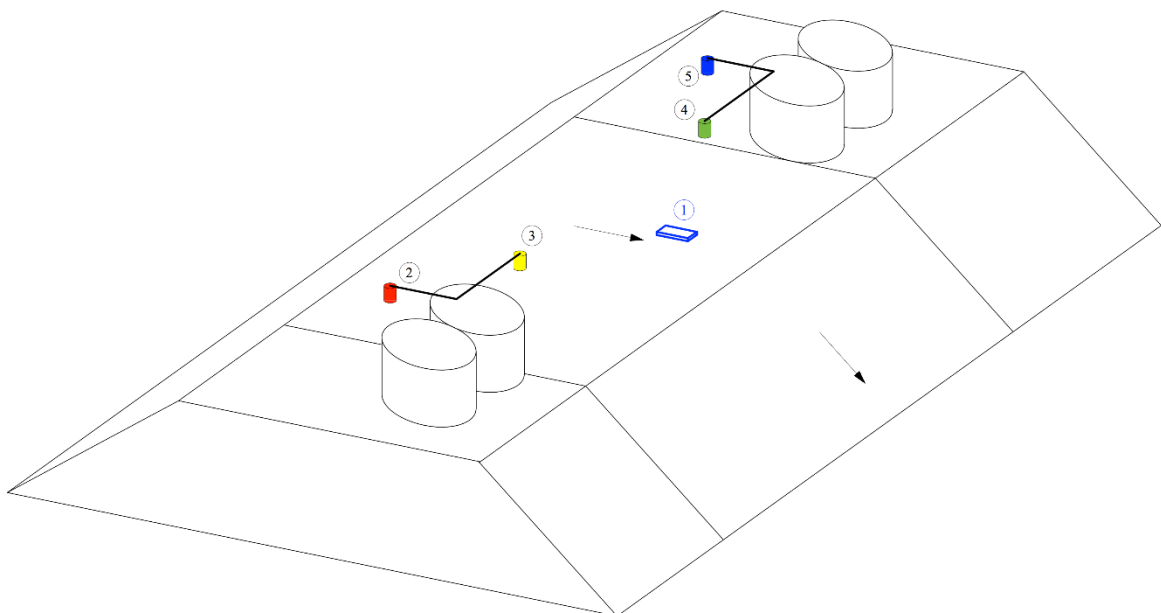
h [cm]	v [m/s]	Längsposition		Querposition		Messposition	Bemerkung
		[m]	Bezug	[m]	Bezug	[dm]	
23	0,44 1,20 1,36	1	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 0,9 Oben 1,85	-
22	0,64 1,11 1,33	2	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 0,85 Oben 1,7	-
22	0,496 1,26 1,35	3	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 0,9 Oben 1,8	-
25	0,43 1,0 1,29	4	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 1,0 Oben 2,0	-
23,5	0,7 1,0 1,25	5	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 0,82 Oben 1,65	-
23	0,399 1,0 1,288	6	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 0,85 Oben 1,9	-
24	0,35 1,0 1,16	8	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 1,0 Oben 1,16	-
23	0,22 0,68 1,19	1	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 0,5 Oben 1,05	Ende 10:30

h [cm]	v [m/s]	Längsposition		Querposition		Messposition		Bemerkung
		[m]	Bezug	[m]	Bezug		[dm]	
23	0,399 1,0 1,288	1	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 0,5 1,05	-
27	0,34 1,0 1,28	2	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 1,05 2,1	-
25	0,23 0,9 1,32	3	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 1,0 2,0	-
23	0,72 1,22 1,37	4	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 0,8 1,6	-
24	0,32 1,17 1,33	5	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 0,95 1,9	-
19	0,53 1,2 1,4	6	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 0,95 1,9	-
22	0,6 1,18 1,49	7	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 0,85 1,7	-
25	0,57 1,2 1,35	8	Rechte Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 1,0 2,1	-
28	0,38 1,3 1,29	1	Linke Bohle	1	Nach Anker	Unten Mitte Oben	0,2 1,17 2,34	Ende: 12:22

h [cm]	v [m/s]	Längsposition [m] Bezug	Querposition [m] Bezug	Messposition [dm]	Bemerkung
20	0,33 1,4 1,78	Mitte 0,5 nach links	- Krone/ Flanke	Unten 0,2 Mitte 0,7 Oben 1,4	-
22	0,54 1,0 1,3	Mitte 0,5 nach links	1 Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 1,0 Oben 2,0	-
34	0,08 0,84 0,78	Mitte 0,5 nach links	1 Vor Anker	Unten 0,2 Mitte 1,4 Oben 2,85	-
35	0,05 0,87 0,79	Mitte 0,5 nach rechts	1 Vor Anker	Unten 0,2 Mitte 1,5 Oben 3,0	-
25	0,41 1,15 1,25	Mitte 0,5 nach rechts	1 Nach Anker	Unten 0,2 Mitte 1,1 Oben 2,2	-
20	0,82 1,75 1,79	Mitte 0,5 nach rechts	- Krone/ Flanke	Unten 0,2 Mitte 0,6 Oben 1,2	-

Mitte 1 und Mitte 2 sind 1m auseinander

c. Zweiter Versuchsblock – Zweites Versuchsfeld



i. Daten der UAS und des Keilsensors**Versuch 12****17.11.2014 11:20 Uhr**

Überströmdauer t: 35 [min]

Versuchsfeld: 2

Überströmbreite L: 10,44 [m]

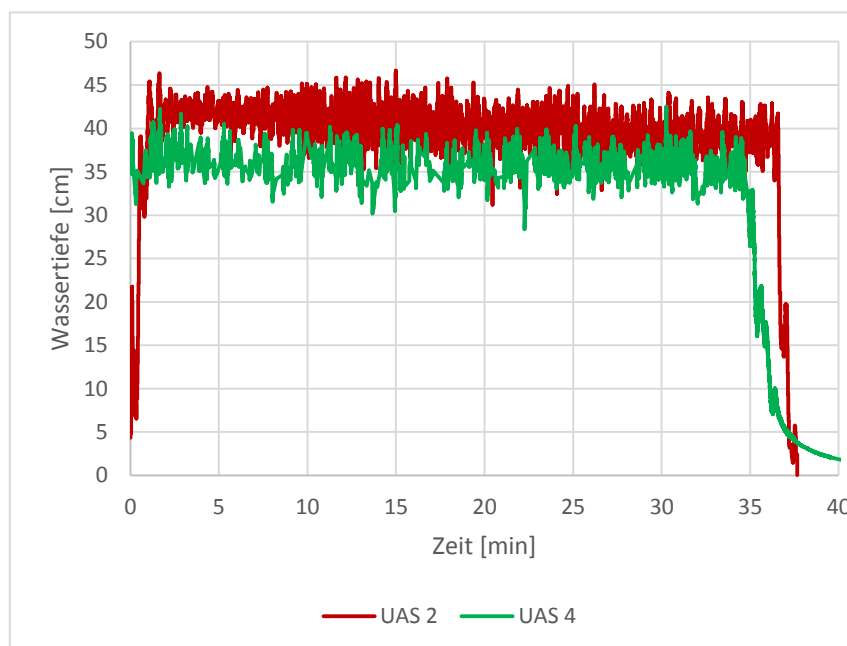
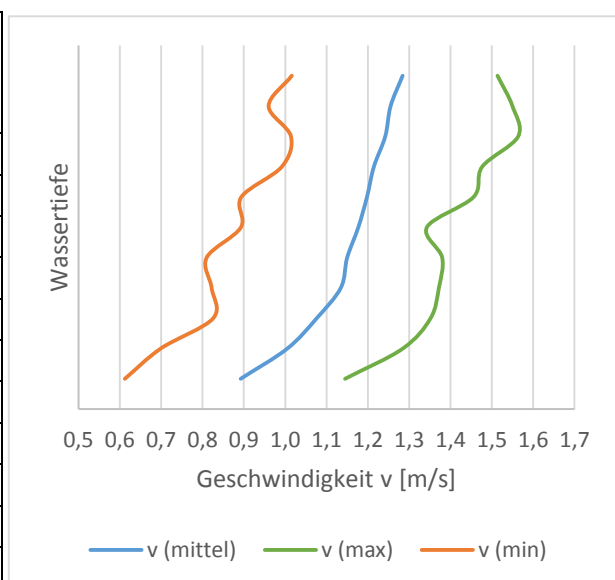
Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,296	1,145	3541,284
Standardabweichung	0,013	0,040	183,304
Maximalwerte	0,334	1,343	4400,068
Minimalwerte	0,266	1,055	3046,738

Schubspannung	r_{hy} [m]
12,23 N/m ²	0,28
8,71E-6 N/m ²	0,012
16,16 N/m ²	0,31
10,76 N/m ²	0,25

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,892	0,120
v2 [m/s]	1,005	0,098
v3 [m/s]	1,076	0,081
v4 [m/s]	1,135	0,074
v5 [m/s]	1,150	0,073
v6 [m/s]	1,177	0,075
v7 [m/s]	1,198	0,077
v8 [m/s]	1,215	0,068
v9 [m/s]	1,242	0,074
v10 [m/s]	1,255	0,075
v11 [m/s]	1,284	0,064



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
41,50	2,27

UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-

UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
36,47	1,64

UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-

Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,39	1167849,4

Versuch 13**17.11.2014 15:15 Uhr**

Überströmdauer t: 120 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

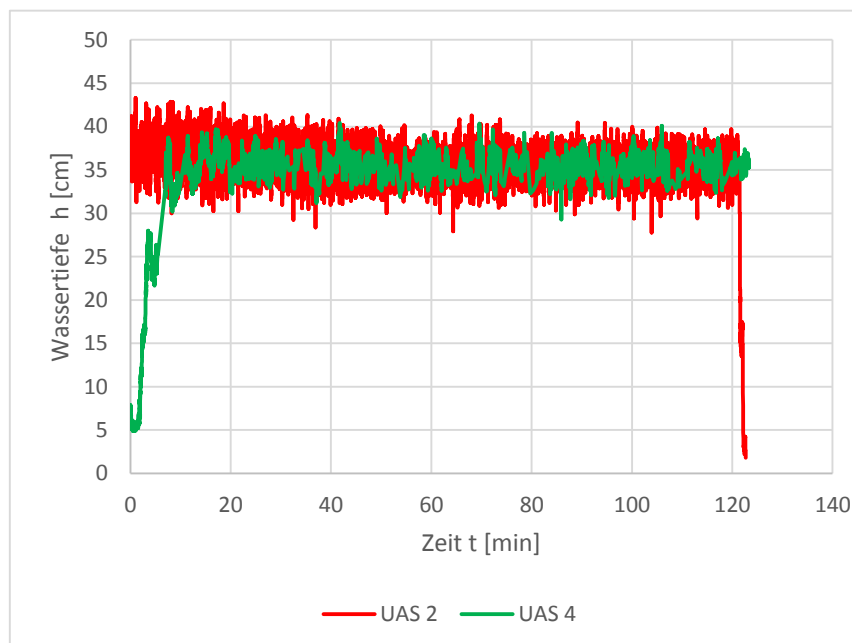
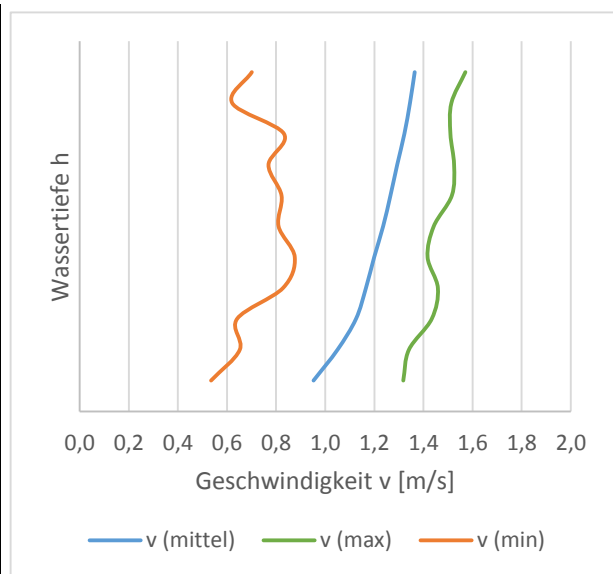
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,250	1,202	3132,814
Standardabweichung	0,010	0,045	163,304
Maximalwerte	0,293	1,352	3704,584
Minimalwerte	0,187	0,740	1773,620

Schubspannung	r_{hy} [m]
14,27 N/m ²	0,24
6,94E-6 N/m ²	0,010
17,11 N/m ²	0,28
5,95 N/m ²	0,18

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,892	0,120
v2 [m/s]	1,005	0,098
v3 [m/s]	1,076	0,081
v4 [m/s]	1,135	0,074
v5 [m/s]	1,150	0,073
v6 [m/s]	1,177	0,075
v7 [m/s]	1,198	0,077
v8 [m/s]	1,215	0,068
v9 [m/s]	1,242	0,074
v10 [m/s]	1,255	0,075
v11 [m/s]	1,284	0,064



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
31,34	1,81
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
37,24	2,34
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,49	1041568,53

Versuch 14**18.11.2014 09:20 Uhr**

Überströmdauer t: 45 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

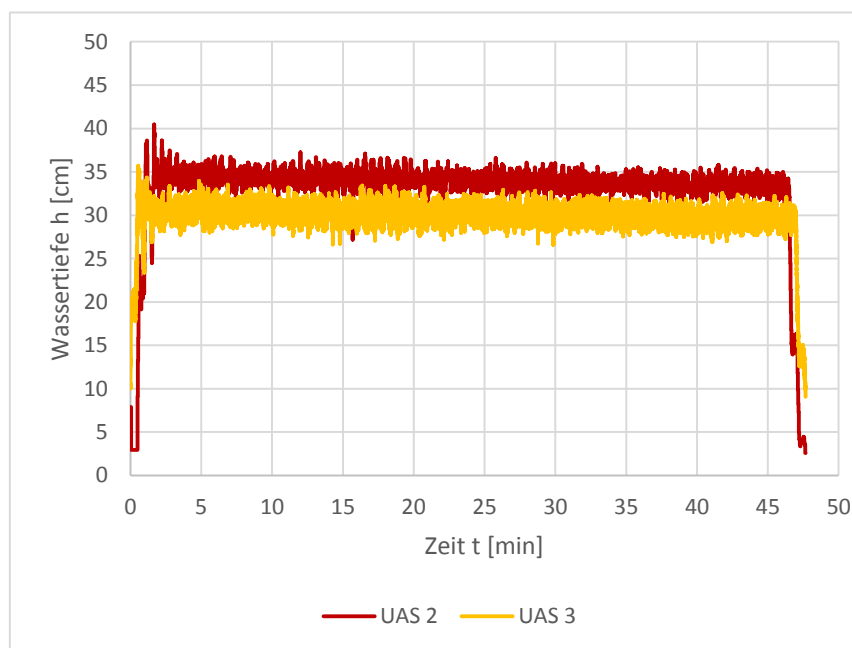
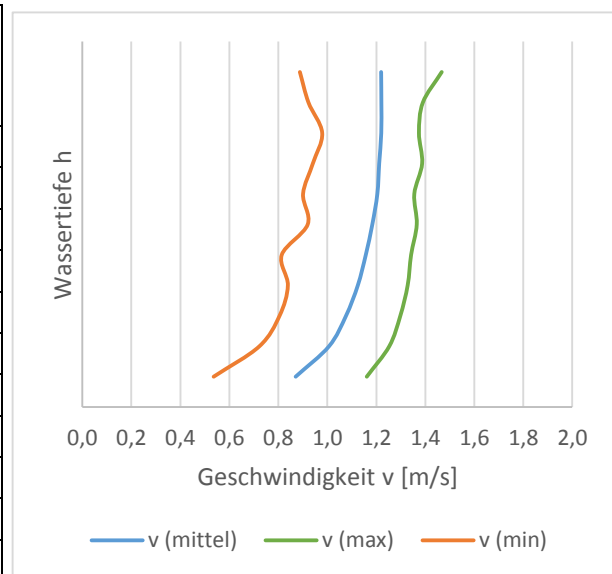
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,233	1,122	2733,671
Standardabweichung	0,009	0,052	159,477
Maximalwerte	0,252	1,233	3086,570
Minimalwerte	0,138	0,914	1569,647

Schubspannung	r_{hy} [m]
12,71 N/m ²	0,22
7,39E-6 N/m ²	0,009
14,97 N/m ²	0,24
10,05 N/m ²	0,13

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,871	0,123
v2 [m/s]	1,007	0,086
v3 [m/s]	1,076	0,075
v4 [m/s]	1,125	0,076
v5 [m/s]	1,157	0,077
v6 [m/s]	1,184	0,074
v7 [m/s]	1,204	0,069
v8 [m/s]	1,212	0,072
v9 [m/s]	1,220	0,072
v10 [m/s]	1,221	0,067
v11 [m/s]	1,220	0,070



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
34,29	1,81
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
30,48	1,25
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,49	911512,09

Versuch 15**18.11.2014 10:35 Uhr**

Überströmdauer t: 15 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

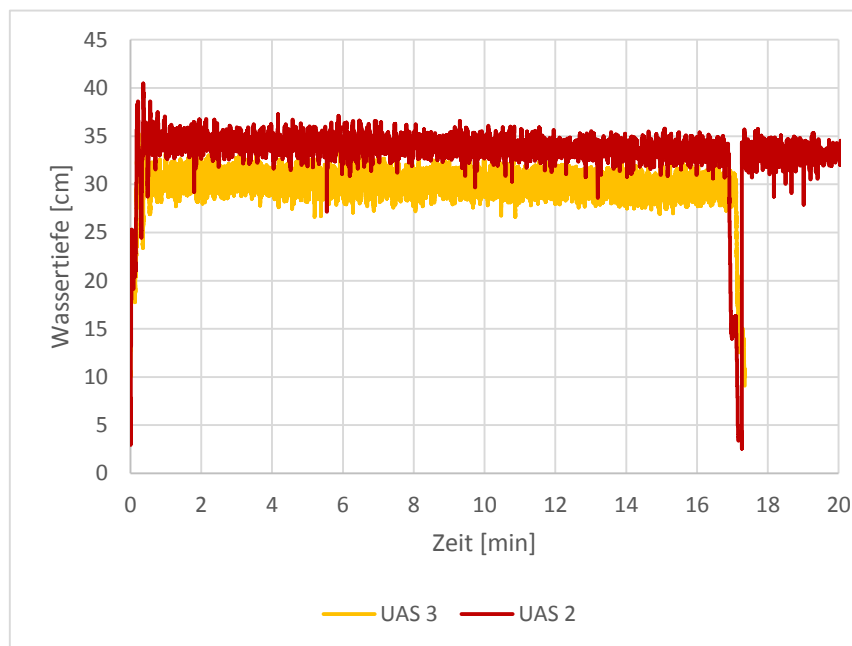
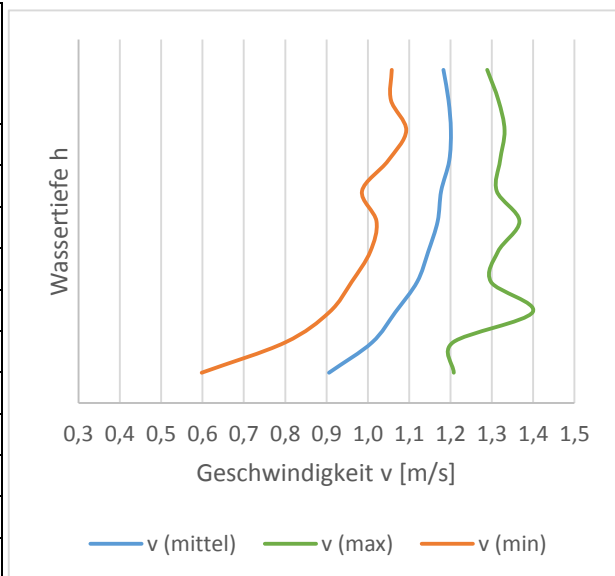
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,226	1,105	2611,244
Standardabweichung	0,004	0,033	99,378
Maximalwerte	0,245	1,198	2910,923
Minimalwerte	0,216	1,028	2390,309

Schubspannung	r_{hy} [m]
12,47 N/m ²	0,22
1,40E-6 N/m ²	0,004
14,26 N/m ²	0,23
10,95 N/m ²	0,21

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,906	0,106
v2 [m/s]	1,010	0,078
v3 [m/s]	1,067	0,081
v4 [m/s]	1,119	0,061
v5 [m/s]	1,146	0,055
v6 [m/s]	1,169	0,062
v7 [m/s]	1,178	0,054
v8 [m/s]	1,197	0,051
v9 [m/s]	1,201	0,045
v10 [m/s]	1,195	0,044
v11 [m/s]	1,183	0,049



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
34,29	1,81
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
30,48	1,25
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,50	871569,53

Versuch 16**18.11.2014 11:00 Uhr**

Überströmdauer t: 60 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

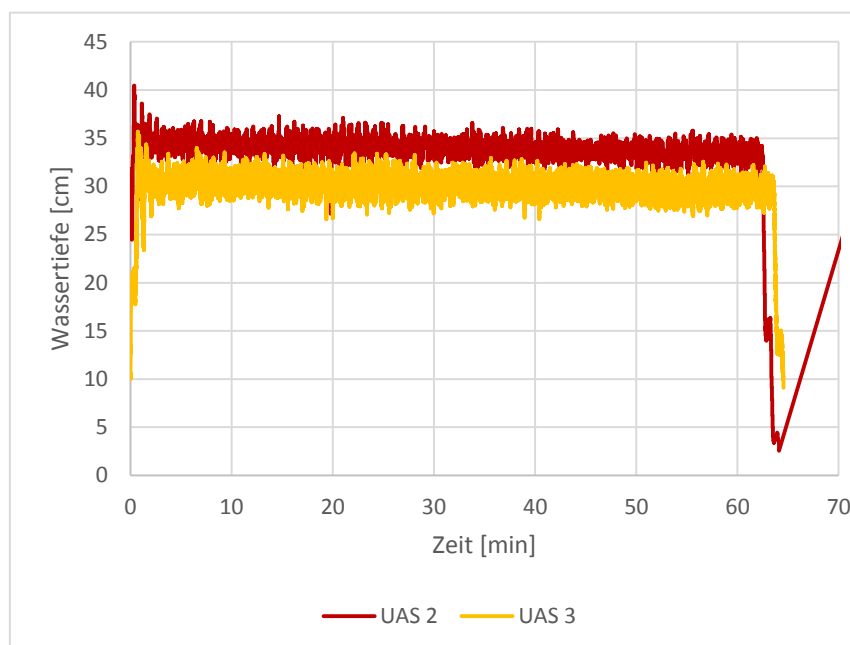
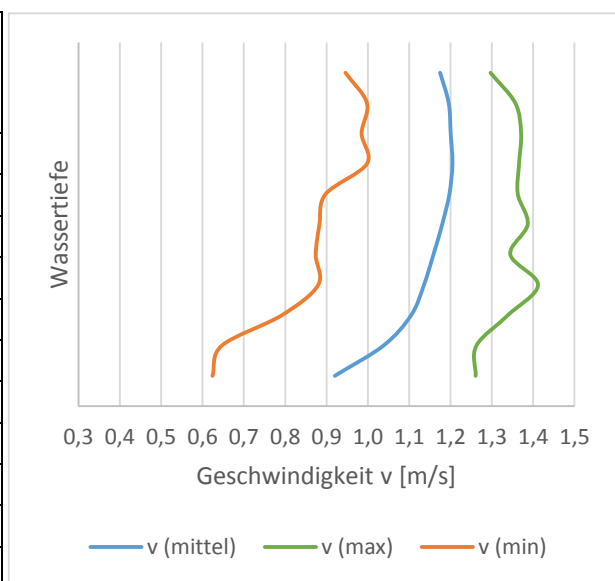
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,221	1,113	2570,350
Standardabweichung	0,004	0,046	119,849
Maximalwerte	0,235	1,226	2913,159
Minimalwerte	0,211	0,943	2199,699

Schubspannung	r_{hy} [m]
12,73 N/m ²	0,21
2,22E-6 N/m ²	0,004
15,14 N/m ²	0,22
9,29 N/m ²	0,20

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,920	0,104
v2 [m/s]	1,038	0,090
v3 [m/s]	1,105	0,082
v4 [m/s]	1,136	0,081
v5 [m/s]	1,159	0,084
v6 [m/s]	1,180	0,078
v7 [m/s]	1,197	0,070
v8 [m/s]	1,205	0,064
v9 [m/s]	1,201	0,058
v10 [m/s]	1,196	0,050
v11 [m/s]	1,175	0,042



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
34,54	1,25
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
30,48	1,25
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,51	858718,21

Versuch 17**18.11.2014 12:38 Uhr**

Überströmdauer t: 220 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

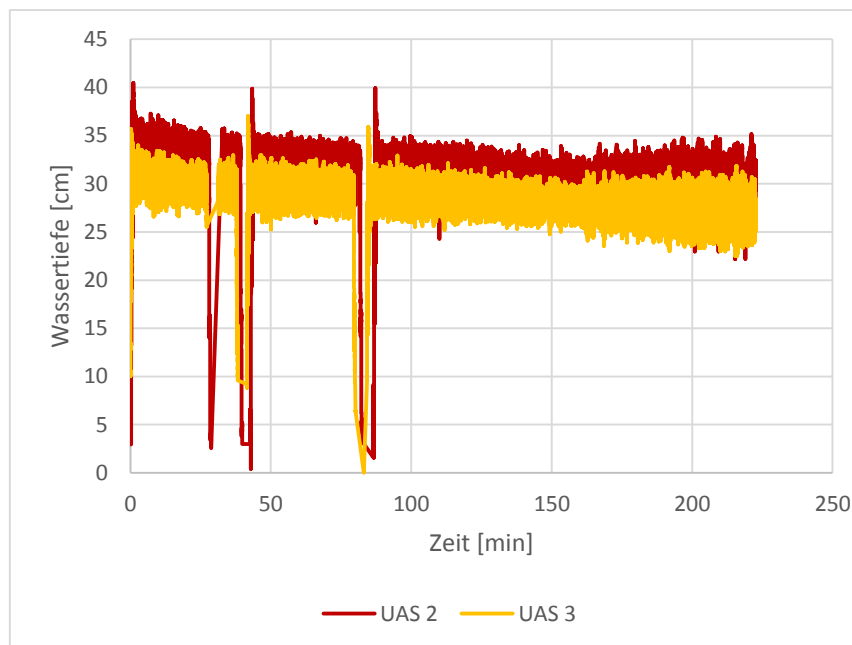
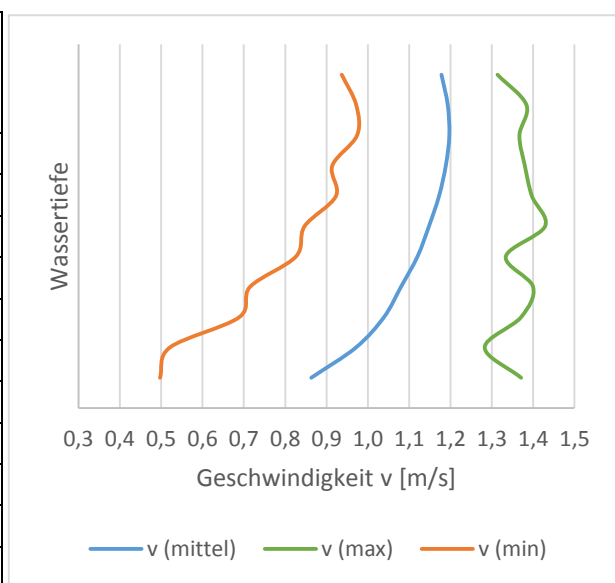
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,207	1,085	2345,347
Standardabweichung	0,007	0,041	137,950
Maximalwerte	0,281	1,207	3367,383
Minimalwerte	0,182	0,890	1788,503

Schubspannung	r_{hy} [m]
12,38 N/m ²	0,20
3,16E-6 N/m ²	0,007
13,83 N/m ²	0,27
8,69 N/m ²	0,18

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,863	0,107
v2 [m/s]	0,971	0,095
v3 [m/s]	1,039	0,082
v4 [m/s]	1,080	0,077
v5 [m/s]	1,120	0,071
v6 [m/s]	1,148	0,066
v7 [m/s]	1,172	0,059
v8 [m/s]	1,189	0,052
v9 [m/s]	1,197	0,044
v10 [m/s]	1,193	0,039
v11 [m/s]	1,178	0,035



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,53	785319,07

Versuch 18**19.11.2014 09:30 Uhr**

Überströmdauer t: 330 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

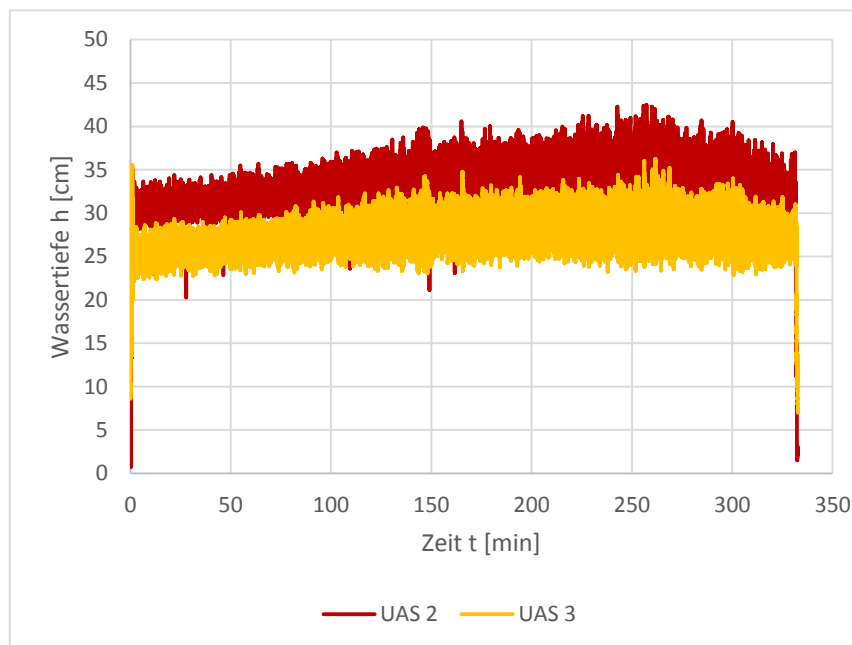
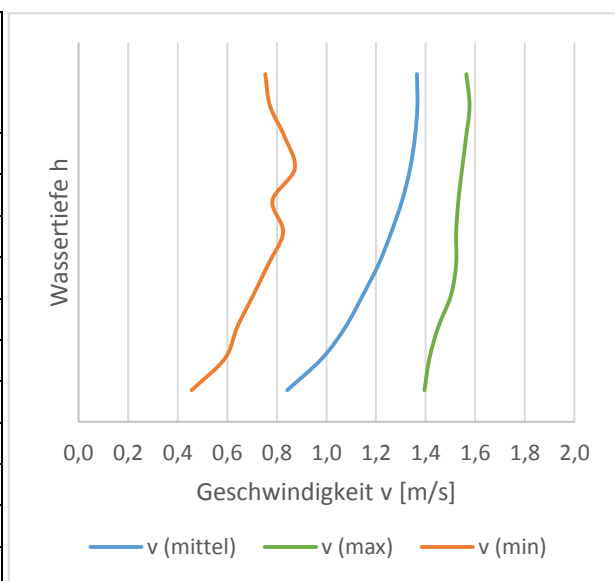
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,253	1,208	3196,414
Standardabweichung	0,013	0,049	237,678
Maximalwerte	0,354	1,410	4464,866
Minimalwerte	0,206	0,761	1760,153

Schubspannung	r_{hy} [m]
14,33 N/m ²	0,24
1,05E-5 N/m ²	0,012
17,47 N/m ²	0,33
6,10 N/m ²	0,20

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,842	0,117
v2 [m/s]	0,982	0,104
v3 [m/s]	1,076	0,100
v4 [m/s]	1,146	0,092
v5 [m/s]	1,211	0,088
v6 [m/s]	1,262	0,079
v7 [m/s]	1,305	0,074
v8 [m/s]	1,337	0,065
v9 [m/s]	1,357	0,058
v10 [m/s]	1,367	0,055
v11 [m/s]	1,365	0,053



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
30,68	1,73
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
25,40	1,14
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,49	1061191,44

Versuch 19**20.11.2014 09:20 Uhr**

Überströmdauer t: 360 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

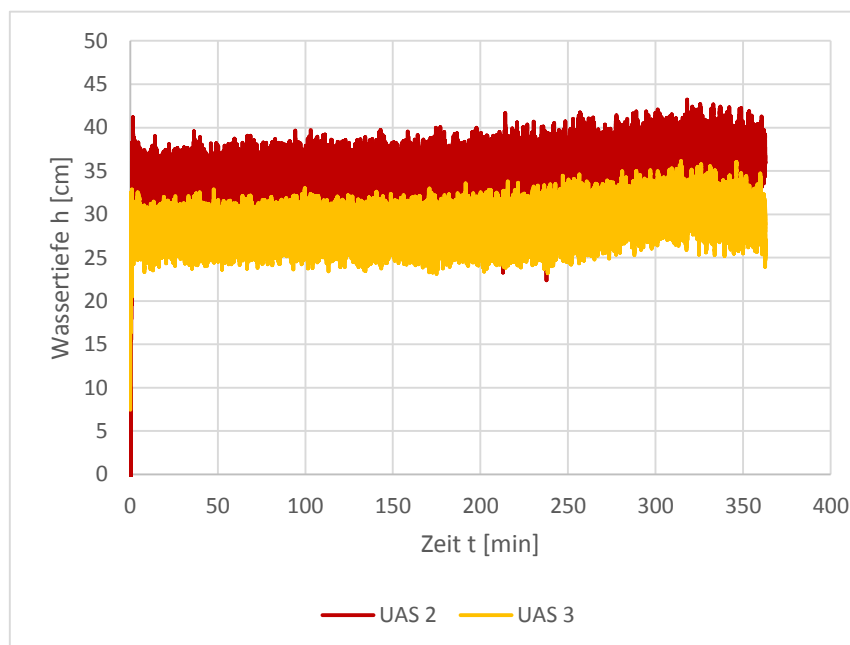
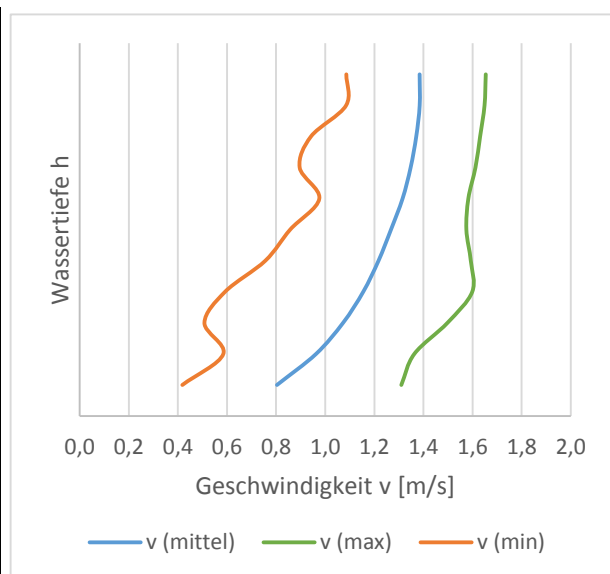
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

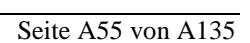
Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,269	1,218	3418,881
Standardabweichung	0,013	0,048	244,656
Maximalwerte	0,353	1,454	4544,516
Minimalwerte	0,239	1,047	2797,256

Schubspannung	r_{hy} [m]
14,30 N/m ²	0,26
1,11E-5 N/m ²	0,012
18,60 N/m ²	0,33
10,98 N/m ²	0,23

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,804	0,128
v2 [m/s]	0,963	0,113
v3 [m/s]	1,073	0,111
v4 [m/s]	1,155	0,099
v5 [m/s]	1,217	0,095
v6 [m/s]	1,268	0,087
v7 [m/s]	1,315	0,076
v8 [m/s]	1,348	0,069
v9 [m/s]	1,371	0,062
v10 [m/s]	1,385	0,056
v11 [m/s]	1,385	0,055



UAS 2 (OW, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
33,60	2,87
UAS 3 (Krone, rechts)	
μ [cm]	σ [cm]
27,99	1,65
UAS 4 (Krone, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
UAS 5 (OW, links)	
μ [cm]	σ [cm]
-	-
Froude-Zahl (Fr)	Reynolds-Zahl (Re)
0,46	1132133,35



Versuch 12**17.11.2014 11:20 Uhr**

Überströmdauer t: 35 [min]
 Überströmbreite L: 10,44 [m]

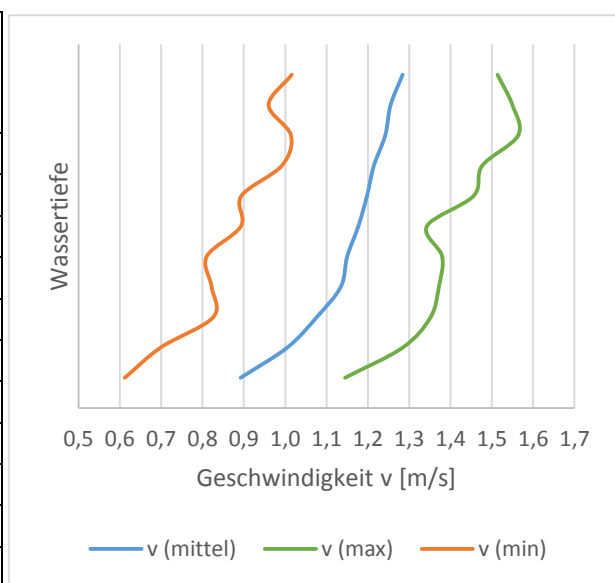
Versuchsfeld: 2
 Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,296	1,145	3541,284
Standardabweichung	0,013	0,040	183,304
Maximalwerte	0,334	1,343	4400,068
Minimalwerte	0,266	1,055	3046,738

Schubspannung	r_{hy} [m]
12,23 N/m ²	0,28
8,71E-6 N/m ²	0,012
16,16 N/m ²	0,31
10,76 N/m ²	0,25

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,892	0,120
v2 [m/s]	1,005	0,098
v3 [m/s]	1,076	0,081
v4 [m/s]	1,135	0,074
v5 [m/s]	1,150	0,073
v6 [m/s]	1,177	0,075
v7 [m/s]	1,198	0,077
v8 [m/s]	1,215	0,068
v9 [m/s]	1,242	0,074
v10 [m/s]	1,255	0,075
v11 [m/s]	1,284	0,064



Keilsensor 7 (neben KS 1)	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwerte	0,221	1,634	3818,517
Standardabweichung	0,024	0,237	967,090
Maximalwerte	0,282	2,141	6255,994
Minimalwerte	0,123	1,284	1899,021

Keilsensor 8	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwerte	0,258	1,955	5281,878
Standardabweichung	0,014	0,213	776,313
Maximalwerte	0,282	2,141	6255,990
Minimalwerte	0,239	1,490	3741,290

Keilsensor 9	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwerte	0,257	1,953	5266,026
Standardabweichung	0,013	0,216	782,548
Maximalwerte	0,282	2,141	6255,990
Minimalwerte	0,239	1,490	3741,290

Versuch 13**17.11.2014 15:15 Uhr**

Überströmdauer t: 120 [min]

Versuchsfeld: 2

Überströmbreite L: 10,44 [m]

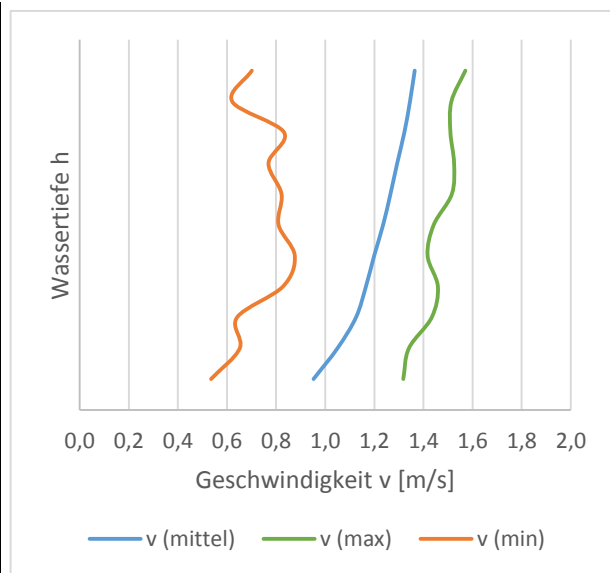
Kernmaterial: Bauschutt

Messdaten der Nivus Kanalmaus:

Keilsensor 1	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwert	0,250	1,202	3132,814
Standardabweichung	0,010	0,045	163,304
Maximalwerte	0,293	1,352	3704,584
Minimalwerte	0,187	0,740	1773,620

Schubspannung	r_{hy} [m]
14,27 N/m ²	0,24
6,94E-6 N/m ²	0,010
17,11 N/m ²	0,28
5,95 N/m ²	0,18

Keilsensor 1	Mittelwerte	Standardabweichung
v1 [m/s]	0,892	0,120
v2 [m/s]	1,005	0,098
v3 [m/s]	1,076	0,081
v4 [m/s]	1,135	0,074
v5 [m/s]	1,150	0,073
v6 [m/s]	1,177	0,075
v7 [m/s]	1,198	0,077
v8 [m/s]	1,215	0,068
v9 [m/s]	1,242	0,074
v10 [m/s]	1,255	0,075
v11 [m/s]	1,284	0,064



Keilsensor 7 (neben KS 1)	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwerte	0,210	1,533	3363,856
Standardabweichung	0,012	0,131	407,074
Maximalwerte	0,235	1,982	4812,310
Minimalwerte	0,123	1,284	1899,020

Keilsensor 8	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwerte	0,210	1,529	3351,486
Standardabweichung	0,012	0,126	388,029
Maximalwerte	0,235	1,982	4812,310
Minimalwerte	0,123	1,284	1899,020

Keilsensor 9	Füllstand [m]	Geschw. [m/s]	Durchfluss [l/s]
Mittelwerte	0,210	1,536	3375,161
Standardabweichung	0,012	0,132	410,332
Maximalwerte	0,235	1,982	4812,310
Minimalwerte	0,123	1,284	1899,020

Vergleich zwischen den vier Keilsensoren



Abbildung X: Positionen der Keilsensoren in situ

	Versuch 12				Versuch 13			
	1	7	8	9	1	7	8	9
Q [m³/s]	3,54	3,82	5,28	5,27	3,13	3,36	3,35	3,38
h [m]	0,30	0,22	0,26	0,26	0,25	0,21	0,21	0,21
v [m/s]	1,15	1,63	1,96	1,95	1,20	1,53	1,53	1,54

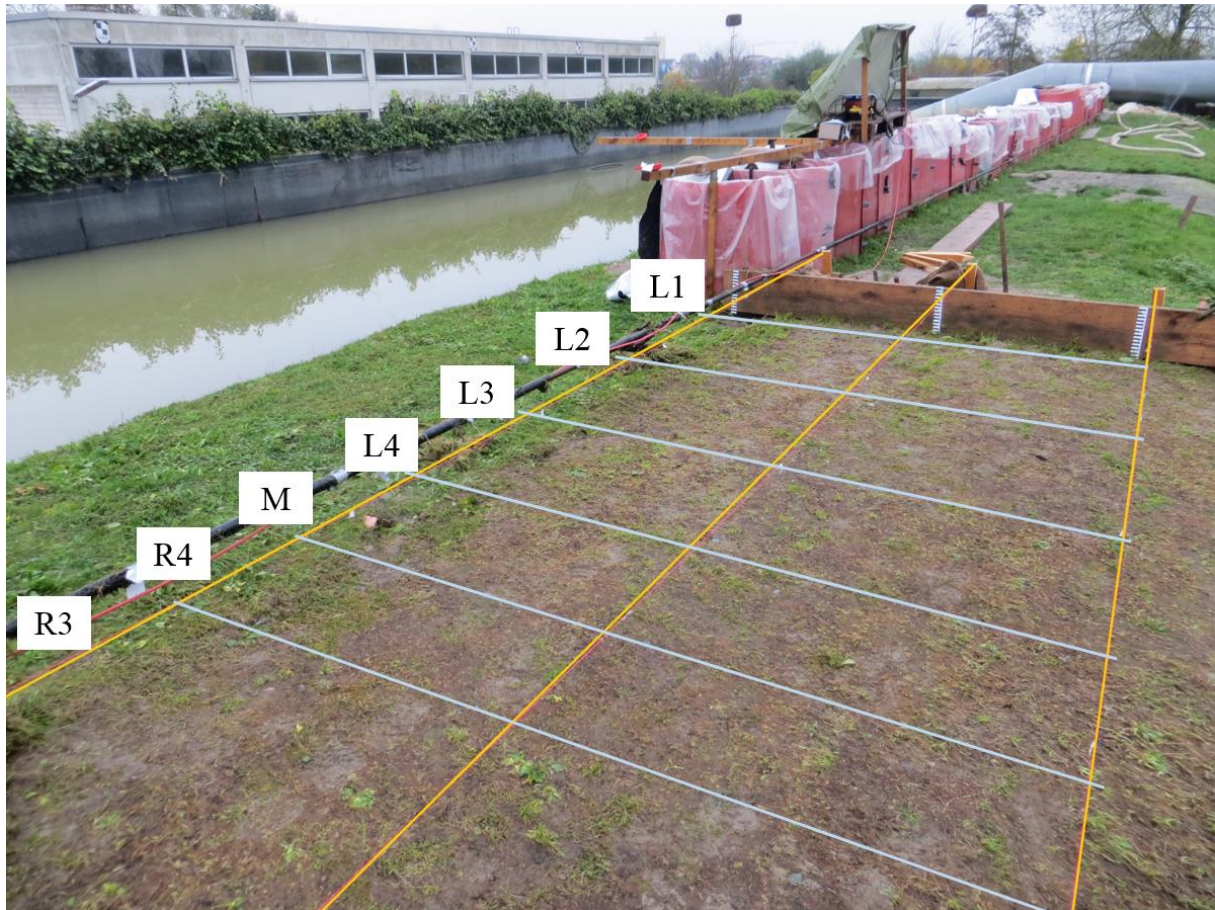
Tabelle III: Messdaten der Keilsensoren

Die erfassten Daten der Keilsensoren (Tabelle III) passen logisch nicht zu ihren Positionen in Abbildung X. Sensor 9 müsste deutlich geringere Wassertiefen und damit höhere Geschwindigkeiten im Vergleich mit den anderen Sensoren anzeigen, da er auf der Böschung befestigt war. Im Messprotokoll kann festgestellt werden, dass speziell der Sensor 9 immer wieder fehlende Messdaten hat. Zu diesen Zeitpunkten war vermutlich die min. Wassertiefe unterschritten.

Gleichzeitig müssten die Sensoren 1 und 7 ähnliche Ergebnisse liefern, da sie im Abstand von einem Meter zueinander aufgestellt worden sind. Auffällig hierbei ist, dass Sensor 7 im Versuch 12 zusätzlich einen völlig anderen Durchfluss als alle anderen Sensoren gemessen hat.

Die Daten, die von Keilsensor 1 wurden bereits im ersten Versuchsblock überprüft, sowie im zweiten erneut. Daher steht die Richtigkeit dieser Daten nicht in Frage (vgl. Anhang II.a.ii, II.b.ii und II.c.iii).

iii. Querprofile (MIB)



Querprofile: Entlang der gelb markierten Schnüre

Versuch 13

Messtrecke	1				2				3			
Messzeit	13:10				14:13				14:45			
Position	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]
R1	25	u	0,2	0,30	24	u	0,2	0,32	21	u	0,2	0,59
		o	2,2	1,25		o	2,2	1,15		o	1,7	1,39
		m	1,1	1,23		m	1,1	1,23		m	0,85	1,3
R2	31	u	0,2	0,55	26	u	0,2	0,22	19,5	u	0,2	0,8
		o	2,4	1,26		o	2,2	1,17		o	1,8	1,51
		m	1,2	0,74		m	1,1	1,03		m	0,9	1,43
R3	29	u	0,2	0,77	28	u	0,2	0,53	23	u	0,2	0,72
		o	2,6	1,17		o	2,4	1,1		o	1,8	1,49
		m	1,3	0,78		m	1,2	1,08		m	0,9	1,37
R4	32	u	0,2	0,11	23	u	0,2	0,61	20,5	u	0,2	0,91
		o	2,6	1,12		o	2	1,27		o	1,7	1,5
		m	1,3	0,86		m	1	1,13		m	0,85	1,6
M	32	u	0,2	0,75	26	u	0,2	0,77	22	u	0,2	0,98
		o	2,5	1,22		o	2,4	1,28		o	1,8	1,69
		m	1,25	0,81		m	1,2	1,11		m	0,9	1,54
L4	33	u	0,2	0,87	26	u	0,2	0,75	20,5	u	0,2	1
		o	2,7	1,15		o	2,1	1,3		o	1,7	1,81
		m	1,35	0,65		m	1	1,25		m	0,85	1,72
L3	31	u	0,2	1,04	27	u	0,2	0,69	21	u	0,2	0,88
		o	2,8	1,14		o	2	1,42		o	1,7	1,68
		m	1,4	0,88		m	1	1,28		m	0,85	1,7
L2	28	u	0,2	1,00	24	u	0,2	0,52	20	u	0,2	1,07
		o	2,5	1,27		o	2,1	1,33		o	1,7	1,66
		m	1,25	-0,11		m	1	1,05		m	0,85	1,54
L1	30	u	0,2	1,01	32	u	0,2	0,54	21	u	0,2	1,12
		o	2,5	1,32		o	2,5	1,13		o	1,65	1,59
		m	1,25	0,30		m	1,25	1,3		m	0,8	1,45

Versuch 14 und 16

Messtrecke	1				2				3			
Messzeit	V 14; 09:25				V 14; 09:55				V 16; 11:00			
Position	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]
R1	21	u	0,2	0,04	25	u	0,2	0,41	21	u	0,2	0,73
		o	2,5	1,14		o	2	1,03		o	1,7	1,33
		m	1,25	1,2		m	1	0,99		m	0,8	1,37
R2	25	u	0,2	0,45	24	u	0,2	0,48	19	u	0,2	0,64
		o	2,5	1,06		o	2	1,18		o	1,65	1,3
		m	1,25	0,63		m	1	1,06		m	0,8	1,27
R3	27	u	0,2	0,58	25	u	0,2	0,55	22	u	0,2	0,52
		o	2,4	1,06		o	2,1	1,23		o	1,7	1,4
		m	1,2	0,64		m	1	1,08		m	0,8	1,39
R4	26	u	0,2	0,46	24	u	0,2	0,67	20	u	0,2	0,8
		o	2,5	1,07		o	2,05	1,21		o	1,7	1,2
		m	1,25	0,87		m	1	1,11		m	0,8	1,45
M	27	u	0,2	0,58	25	u	0,2	0,79	20	u	0,2	0,89
		o	2,45	1,18		o	2,2	1,15		o	1,8	1,57
		m	1,2	0,8		m	1,1	1,29		m	0,9	1,43
L4	28,5	u	0,2	0,73	21	u	0,2	0,83	19	u	0,2	1,03
		o	2,7	1,03		o	2,1	1,34		o	1,6	1,7
		m	1,35	0,82		m	1	1,21		m	0,8	1,74
L3	27	u	0,2	0,95	24	u	0,2	0,85	18	u	0,2	1,22
		o	2,45	1,1		o	2,2	1,19		o	1,6	1,66
		m	1,2	0,53		m	1,1	1,23		m	0,8	1,72
L2	29	u	0,2	0,76	27	u	0,2	0,57	17,5	u	0,2	1,28
		o	2,6	1,13		o	2,2	1,24		o	1,45	1,56
		m	1,3	0,73		m	1,1	0,99		m	0,7	1,53
L1	26,5	u	0,2	1,07	23	u	0,2	0,67	18,5	u	0,2	1,23
		o	2,45	1,23		o	2,2	1,25		o	1,35	1,62
		m	1,2	0,75		m	1,1	1,15		m	0,7	1,58

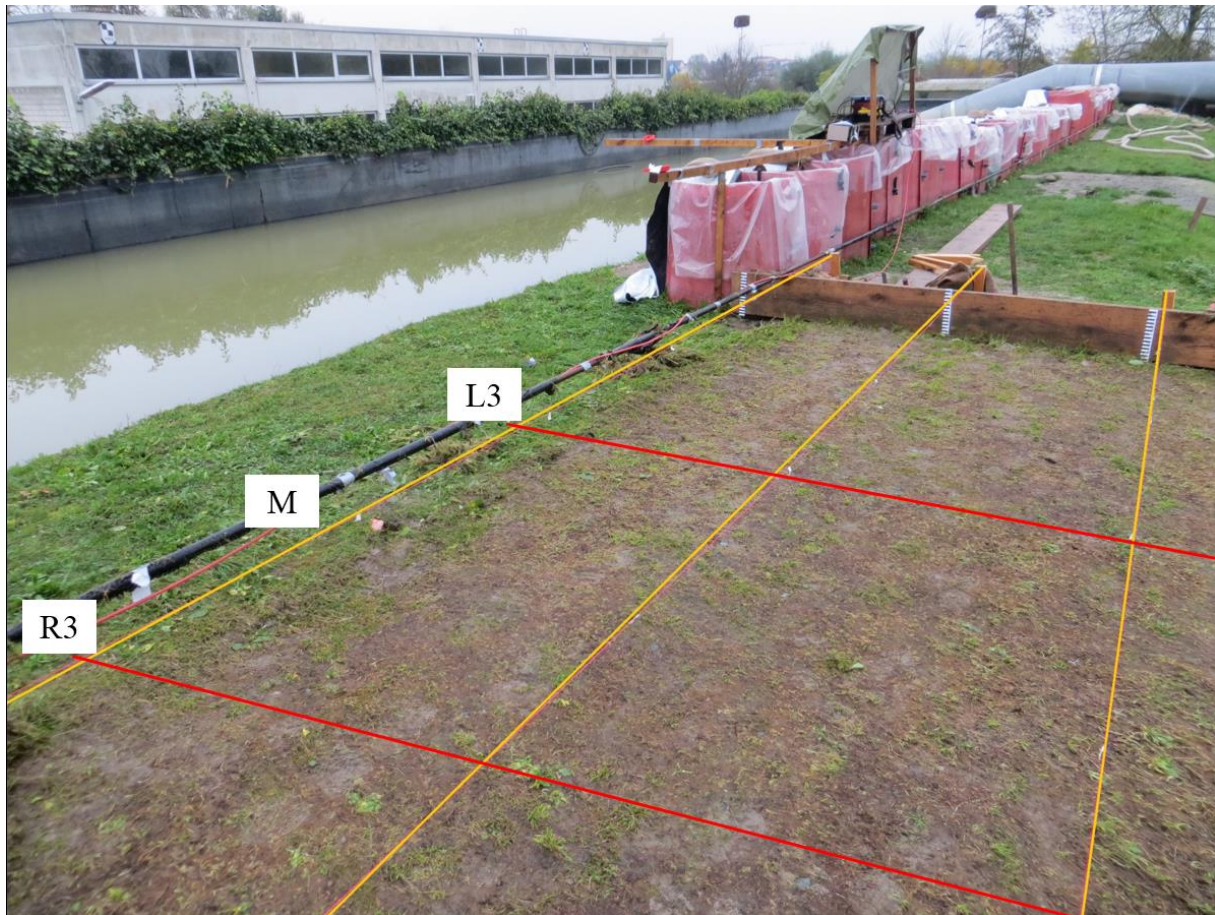
Versuch 18

Messtrecke	1				2				3			
Messzeit	09:30				09:45				10:00			
Position	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]
R1	18	u	0,2	0,4	20	u	0,2	0,24	20	u	0,2	0,51
		o	1,4	1,37		o	1,7	1,35		o	1,85	1,28
		m	0,7	1,33		m	0,85	0,94		m	0,9	1,24
R2	24	u	0,2	0,28	25	u	0,2	0,31	21	u	0,2	0,56
		o	1,8	1,27		o	2,2	1,2		o	1,8	1,32
		m	0,9	1,09		m	1,1	0,97		m	0,9	1,4
R3	25,5	u	0,2	0,043	25,5	u	0,2	0,35	25,5	u	0,2	0,51
		o	2	1,14		o	2	1,12		o	1,9	1,21
		m	1	1,15		m	1	1,06		m	0,9	1,22
R4	25	u	0,2	0,32	24,5	u	0,2	0,59	21,5	u	0,2	0,86
		o	2	1,07		o	2	1,13		o	1,7	1,29
		m	1	1,07		m	1	1,07		m	0,85	1,38
M	28	u	0,2	0,41	27	u	0,2	0,68	22	u	0,2	0,8
		o	2,2	1,08		o	2,1	1,19		o	2,1	1,35
		m	1,1	1,09		m	1	1,17		m	1	1,51
L4	29	u	0,2	0,5	22	u	0,2	0,72	19	u	0,2	0,91
		o	2,3	0,83		o	2	1,18		o	1,8	1,62
		m	1,15	0,98		m	1	1,23		m	0,9	1,7
L3	26	u	0,2	0,75	24	u	0,2	0,89	19,5	u	0,2	0,95
		o	2,3	1		o	2	1,2		o	1,6	1,63
		m	1,15	1,07		m	1	1,25		m	0,8	1,7
L2	25	u	0,2	0,63	25	u	0,2	0,83	19	u	0,2	1,32
		o	1,9	1,15		o	2	1,22		o	1,6	1,52
		m	1,95	1,14		m	1	1,22		m	0,8	1,7
L1	25	u	0,2	0,71	26,5	u	0,2	0,62	18,5	u	0,2	0,93
		o	2,2	1,3		o	2	1,34		o	1,4	1,65
		m	1,1	1,29		m	1	1,3		m	0,7	1,51

Anker wurde auf über die Strömung aufgebockt. Liegt nun auf den Bohlen auf.

Versuch 19

Messtrecke	1				2				3			
Messzeit	10:40				11:00				11:20			
Position	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]	h [cm]	rel. Pos.	h_{rel} [dm]	v [m/s]
R1	17,5	u	0,2	0,13	26,5	u	0,2	0,5	22,5	u	0,2	0,58
		o	1,7	1,37		o	2	1,29		o	1,8	1,31
		m	0,95	1,47		m	1	0,96		m	0,9	1,28
R2	26	u	0,2	0,21	26,5	u	0,2	0,43	24	u	0,2	0,53
		o	2,4	1,03		o	2,1	1,28		o	2	1,35
		m	1,2	1,27		m	1,05	1,07		m	1	1,46
R3	27	u	0,2	0,29	26,5	u	0,2	0,42	24,5	u	0,2	0,73
		o	2,4	1,13		o	2,3	1,16		o	1,9	1,39
		m	1,2	1,1		m	1,15	1,1		m	0,95	1,34
R4	27	u	0,2	0,23	26	u	0,2	0,55	21,5	u	0,2	0,68
		o	2,3	1,13		o	2,2	1,13		o	1,9	1,33
		m	1,15	1,13		m	1,1	1,17		m	0,95	1,43
M	27,5	u	0,2	0,47	29	u	0,2	0,76	22,5	u	0,2	0,84
		o	2,4	1,12		o	2,6	1,19		o	2	1,49
		m	1,2	1,18		m	1,3	1,25		m	1	1,52
L4	32	u	0,2	0,65	25,5	u	0,2	0,82	22,5	u	0,2	1
		o	2,6	1,06		o	2,4	1,19		o	2,1	1,49
		m	1,3	1,04		m	1,2	1,32		m	1,05	1,68
L3	29,5	u	0,2	0,82	24	u	0,2	0,81	21,5	u	0,2	0,87
		o	2,5	1,09		o	2,2	1,26		o	1,9	1,58
		m	1,25	1,15		m	1,1	1,31		m	0,95	1,68
L2	28	u	0,2	0,67	27	u	0,2	0,67	22	u	0,2	1,16
		o	2,4	1,2		o	2,55	1,17		o	1,8	1,51
		m	1,2	1,21		m	1,25	1,27		m	0,9	1,62
L1	24,5	u	0,2	0,89	27,5	u	0,2	0,87	19,5	u	0,2	1,12
		o	2	1,44		o	2,3	1,14		o	1,7	1,64
		m	1	1,64		m	1,15	1,46		m	0,85	1,59

iv. Längsprofile (MIB)

Längsprofil: Entlang der rot markierten Strecke, parallel zu den Schnüren

Versuch 14

Messtrecke	Längsprofil (R3)						Längsprofil (L3)					
Position vom Anker	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	v _{mitt} [m/s]	Fr [-]	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	v _{mitt} [m/s]	Fr [-]
0,60 m							26	u	0,2	0,7	0,893	0,559
								o	1,85	0,93		
								m	0,9	1,05		
0,80 m	19	u	0,2	0,54	0,933	0,684	24	u	0,2	0,73	0,92	0,6
		o	1,6	1,07								
		m	0,8	1,19								
1,00 m	19	u	0,2	0,62	1,053	0,772	18	u	0,2	0,76	1,037	0,78
		o	1,5	1,29								
		m	0,7	1,25								
1,20 m	14	u	0,2	0,91	1,24	1,058	21	u	0,2	0,8	1,017	0,708
		o	1,1	1,49								
		m	0,5	1,32								
1,40 m	21	u	0,2	0,76	1,093	0,762	20	u	0,2	0,82	1,087	0,776
		o	1,15	1,36								
		m	0,6	1,16								
1,60 m	20	u	0,2	0,65	0,903	0,645	21	u	0,2	0,56	1,077	0,75
		o	1,6	1,2								
		m	0,8	0,86								
1,80 m	19	u	0,2	0,52	0,873	0,64	22	u	0,2	0,9	1,08	0,735
		o	1,6	1,06								
		m	0,8	1,04								
2,00 m	22	u	0,2	0,44	0,843	0,574	21	u	0,2	0,69	1,043	0,727
		o	1,3	1,19								
		m	0,6	0,9								
2,20 m	17	u	0,2	0,53	0,957	0,741	22	u	0,2	1	1,293	0,88
		o	1,4	1,33								
		m	0,7	1,01								
2,40 m	18	u	0,2	0,43	1	0,753						
		o	1,3	1,4								
		m	0,6	1,17								

Versuch 18

Messtrecke	Längsprofil (R3)						Längsprofil (L3)						
Messzeit	14:20						14:40						
Position vom Anker	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	v _{mitt} [m/s]	Fr [-]	h [cm]	rel. Pos.		h _{rel} [dm]	v [m/s]	v _{mitt} [m/s]	Fr [-]
① 0,20 m	26,5	o	2,3	1,12	0,90 3	0,56	26	u	1	0,2	0,7	1	0,62 6
		m	1,15	1,19				o	3	2,4	1,1		
		u	0,2	0,4				m	2	1,2	1,2		
① + 0,2 0,40 m	26	o	2,2	1,15	1,01 7	0,63 7	27	u	1	0,2	0,63	1,04 7	0,64 3
		m	1	1,23				o	3	2,3	1,26		
		u	0,2	0,67				m	2	1,15	1,25		
① + 0,4 0,60 m	24,5	o	2,2	1,04	0,91 7	0,59 1	30	u	1	0,2	0,59	0,91 7	0,53 4
		m	1,1	1,15				o	3	2,4	0,99		
		u	0,2	0,56				m	2	1,2	1,17		
① + 0,6 0,80 m	24,5	o	2,1	1,23	1,00 3	0,64 7	29	u	1	0,2	0,77	0,98 3	0,58 3
		m	1	1,23				o	3	2,4	1,03		
		u	0,2	0,55				m	2	1,2	1,15		
① + 0,8 1,00 m	25,5	o	2,3	1,18	0,96 7	0,61 1	24,5	u	1	0,2	0,81	1,03	0,66 4
		m	1,15	1,27				o	3	2,2	1,01		
		u	0,2	0,45				m	2	1,1	1,27		
② 1,20 m	25	o	2,1	1,27	1,10 7	0,70 7	22	u	1	0,2	1,02	1,21 3	0,82 6
		m	1	1,35				o	3	2	1,32		
		u	0,2	0,7				m	2	1	1,3		
② + 0,2 1,40 m	25	o	2,2	1,29	1,02	0,65 1	23,5	u	1	0,2	1,07	1,28	0,84 3
		m	1,1	1,17				o	3	2	1,31		
		u	0,2	0,6				m	2	1	1,46		
② + 0,4 1,60 m	25,5	o	2,2	1,16	0,91	0,57 5	24,5	u	1	0,2	0,74	1,14 7	0,74
		m	1,1	1,21				o	3	2	1,32		
		u	0,2	0,36				m	2	1	1,38		
② + 0,6 1,80 m	24	o	2	1,34	1,10 7	0,72 1	20,5	u	1	0,2	1,37	1,48 7	1,04 8
		m	1	1,26				o	3	1,6	1,57		
		u	0,2	0,72				m	2	0,8	1,52		
② + 0,8 2,00 m	22	o	2,2	1,33	1,07 3	0,73 1	21	u	1	0,2	0,84	1,3	0,90 6
		m	1,8	1,38				o	3	1,8	1,53		
		u	0,2	0,51				m	2	0,9	1,53		
③ 2,20 m	23	o	1,8	1,4	1,07 3	0,71 5	18	u	1	0,2	1,18	1,47 7	1,11 1
		m	0,9	1,3				o	3	1,7	1,61		
		u	0,2	0,52				m	2	0,85	1,64		
③ + 0,2 2,40 m	22	o	1,7	1,54	1,31 3	0,89 4	22	u	1	0,2	1,04	1,5	1,02 1
		m	0,85	1,59				o	3	1,7	1,67		
		u	0,2	0,81				m	2	0,85	1,79		
③ + 0,4 2,60 m	15	o	1,2	1,88	1,74	1,43 4	16,5	u	1	0,2	1,7	1,89	1,48 6
		m	0,6	1,85				o	3	1,35	1,97		
		u	0,2	1,49				m	2	0,65	2		

Versuch 19

Messtrecke	Längsprofil (R 3)						Längsprofil (L 3)					
Messzeit	14:15						14:40					
Position vom Anker	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	v _{mitt} [m/s]	Fr [-]	h [cm]	rel. Pos.	h _{rel} [dm]	v [m/s]	v _{mitt} [m/s]	Fr [-]
① 0,20 m	32	u	0,2	0,52	1,157	0,65 3	32	u	0,2	0,64	0,97 3	0,54 9
		o	2,8	1,16				o	2,9	1,12		
		m	1,4	1,79				m	1,95	1,16		
① + 0,2 0,40 m	28,5	u	0,2	0,75	1,06	0,63 4	30	u	0,2	0,78	1,01	0,58 9
		o	2,3	1,19				o	2,7	1,1		
		m	1,15	1,24				m	1,85	1,15		
① + 0,4 0,60 m	28	u	0,2	0,64	1,027	0,61 9	32	u	0,2	0,86	1,04 3	0,58 9
		o	2,5	1,22				o	2,6	1,14		
		m	1,25	1,22				m	1,3	1,13		
① + 0,6 0,80 m	29	u	0,2	0,58	0,97	0,57 5	30	u	0,2	0,88	1,08 7	0,63 3
		o	2,7	1,07				o	2,6	1,14		
		m	1,85	1,26				m	1,3	1,24		
① + 0,8 1,00 m	28,5	u	0,2	0,51	0,943	0,56 4	27	u	0,2	0,72	1,08 3	0,66 6
		o	2,8	1,09				o	2,6	1,23		
		m	1,4	1,23				m	1,3	1,3		
② 1,20 m	30,5	u	0,2	0,49	0,987	0,57	26,5	u	0,2	0,81	1,15	0,71 3
		o	2,7	1,2				o	2,4	1,29		
		m	1,8	1,27				m	1,2	1,35		
② + 0,2 1,40 m	31	u	0,2	0,58	1,033	0,59 3	26,5	u	0,2	0,92	1,26 7	0,78 6
		o	2,7	1,21				o	2,2	1,38		
		m	1,85	1,31				m	1,1	1,5		
② + 0,4 1,60 m	28,5	u	0,2	0,53	1,077	0,64 4	25,5	u	0,2	1,09	1,44 3	0,91 3
		o	2,4	1,36				o	2	1,62		
		m	1,2	1,34				m	1	1,62		
② + 0,6 1,80 m	27,5	u	0,2	0,81	1,183	0,72	24	u	0,2	0,97	1,32 3	0,86 2
		o	2,45	1,28				o	2,2	1,51		
		m	1,2	1,46				m	1,1	1,49		
② + 0,8 2,00 m	25	u	0,2	0,75	1,127	0,71 9	23	u	0,2	1,08	1,5	0,99 9
		o	2,5	1,21				o	2	1,7		
		m	1,25	1,42				m	1	1,72		
③ 2,20 m	27,5	u	0,2	0,86	1,247	0,75 9	22,5	u	0,2	1,06	1,53	1,03
		o	2,3	1,38				o	2,2	1,7		
		m	1,1	1,5				m	1,1	1,83		
③ + 0,2 2,40 m	24,5	u	0,2	1	1,36	0,87 7	23	u	0,2	0,87	1,49	0,99 2
		o	2,2	1,44				o	2,1	1,72		
		m	1,1	1,64				m	1,05	1,88		
③ + 0,4 2,60 m	19	u	0,2	1,56	1,757	1,28 7	25	u	0,2	1,83	1,89	1,20 7
		o	1,8	1,77				o	1,6	1,91		
		m	0,9	1,94				m	0,8	1,93		

d. VBA-Makro zur UAS-Auswertung

Sub DatenSortieren()

,

' DatenSortieren Makro

' Tastenkombination: Strg+Umschalt+S

,

Dim i As Double Dim n As Integer Dim a As Integer

Dim z As Integer Dim n1 As Double Dim z1 As Double

z = 1

z1 = 1

'Zeiten zuordnen

Dim x As Double

x = (240 + 2.6666667) / n1 'x ist Laufzeit in Minuten, dabei ist der gelb markierte Wert anzupassen

For i = 1 To n1

 ActiveSheet.Cells(i, 2).Value = i * x

Next i

'Zwischennullwerte löschen

z1 = 1

Do While Cells(z1, 1) <> ""

 If ActiveSheet.Cells(z1, 1).Value = "-----" Then

 ActiveSheet.Rows(z1).Delete

 Else

 z1 = z1 + 1

 End If

Loop

```
z1 = 1          n1 = 0
Do While Cells(z1, 1) <> "" ' Anzahl der Argumente
    n1 = n1 + 1
    z1 = z1 + 1
Loop
```

'Außreißer raushauen

```
z1 = 2
```

```
Dim vor As Double  Dim nach As Double
```

```
Do While Cells(z1, 1) <> ""
```

```
    vor = ActiveSheet.Cells(z1 - 1, 1).Value
```

```
    If ActiveSheet.Cells(z1 + 1, 1).Value = "" Then
```

```
        nach = vor
```

```
    Else
```

```
        nach = ActiveSheet.Cells(z1 + 1, 1).Value
```

```
    End If
```

```
    If ActiveSheet.Cells(z1, 1).Value > WorksheetFunction.Max(vor, nach) + 100 Then
```

```
        ActiveSheet.Rows(z1).Delete
```

```
    ElseIf ActiveSheet.Cells(z1, 1).Value < WorksheetFunction.Min(vor, nach) - 100 Then
```

```
        ActiveSheet.Rows(z1).Delete
```

```
    Else
```

```
        z1 = z1 + 1
```

```
    End If
```

```
Loop
```

```
End Sub
```

Sub Anfang() ' löscht alle ----- am Anfang

```
Dim z1 As Double    z1 = 1
Do While Cells(z1, 1) = "-----"
    If ActiveSheet.Cells(z1, 1).Value = "-----" Then
        ActiveSheet.Rows(z1).Delete
    Else
        z1 = z1 + 1
    End If
Loop
```

End Sub**Sub ende()** ' löscht alle ----- am Ende

```
Dim z1 As Double    Dim n1 As Double
z1 = 1
Do While Cells(z1, 1) <> "" ' Anzahl der Argumente
    n1 = n1 + 1
    z1 = z1 + 1
Loop
```

' löscht alle ----- am Ende

```
z1 = n1
Do While Cells(z1, 1) = "-----"
    If ActiveSheet.Cells(z1, 1).Value = "-----" Then
        ActiveSheet.Rows(z1).Delete
        z1 = z1 - 1
    End If
Loop
```

End Sub

e. Iterative Berechnung der landseitigen Böschungsbelastung

Versuch 1

Durchfluss Q [m^3/s]	2,68
Überströmbreite b [m]	17,90
Versuchsdauer t [min]	5
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,132

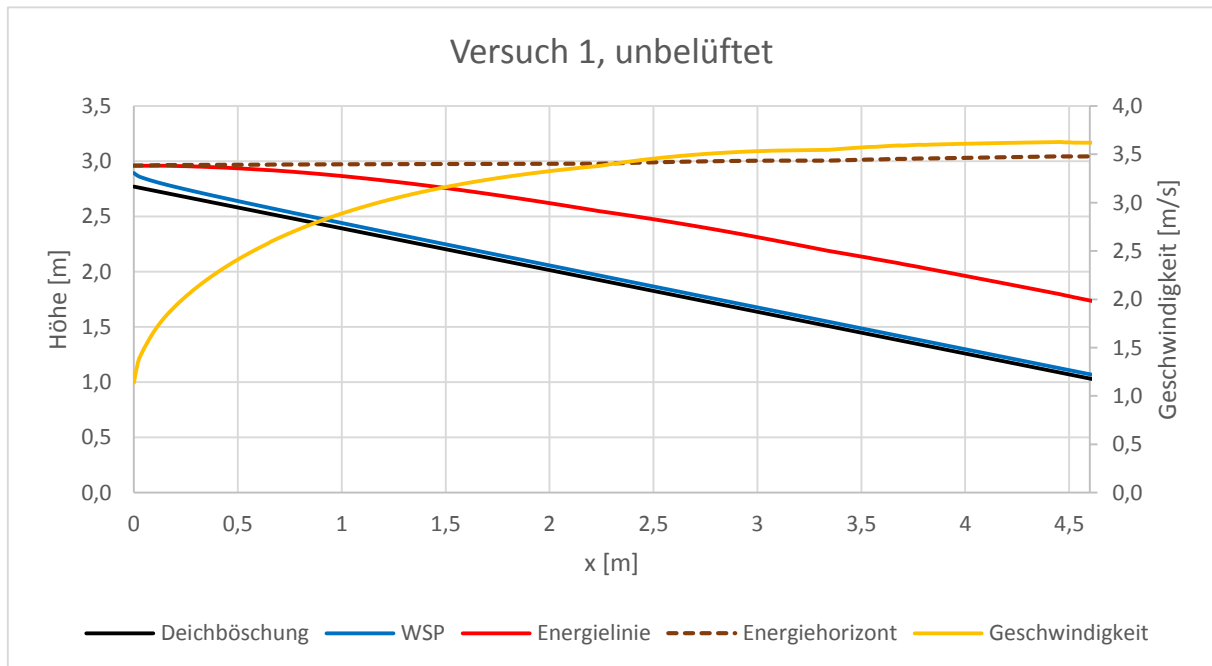


Abbildung XI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 1, unbelüftet

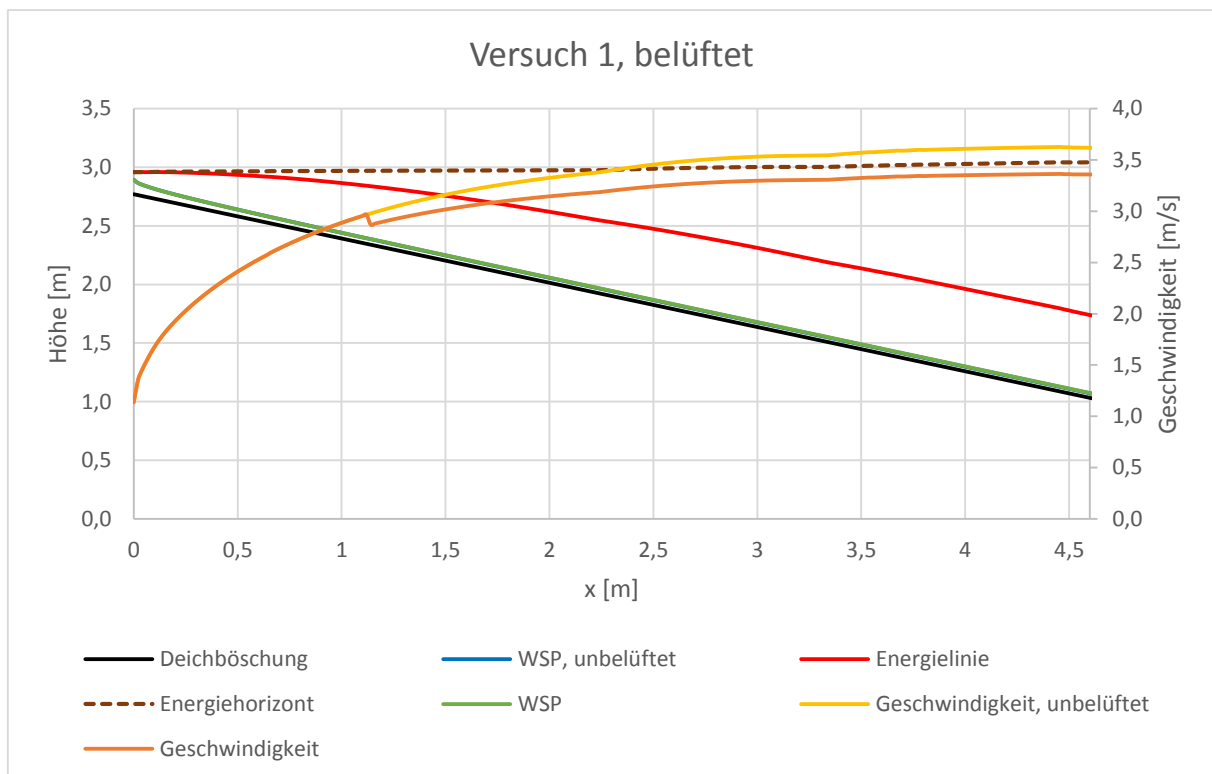


Abbildung XII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung - Versuch 1, belüftet

Versuch 2

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,83
Überströmbreite b [m]	17,90
Versuchsdauer t [min]	10
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,137

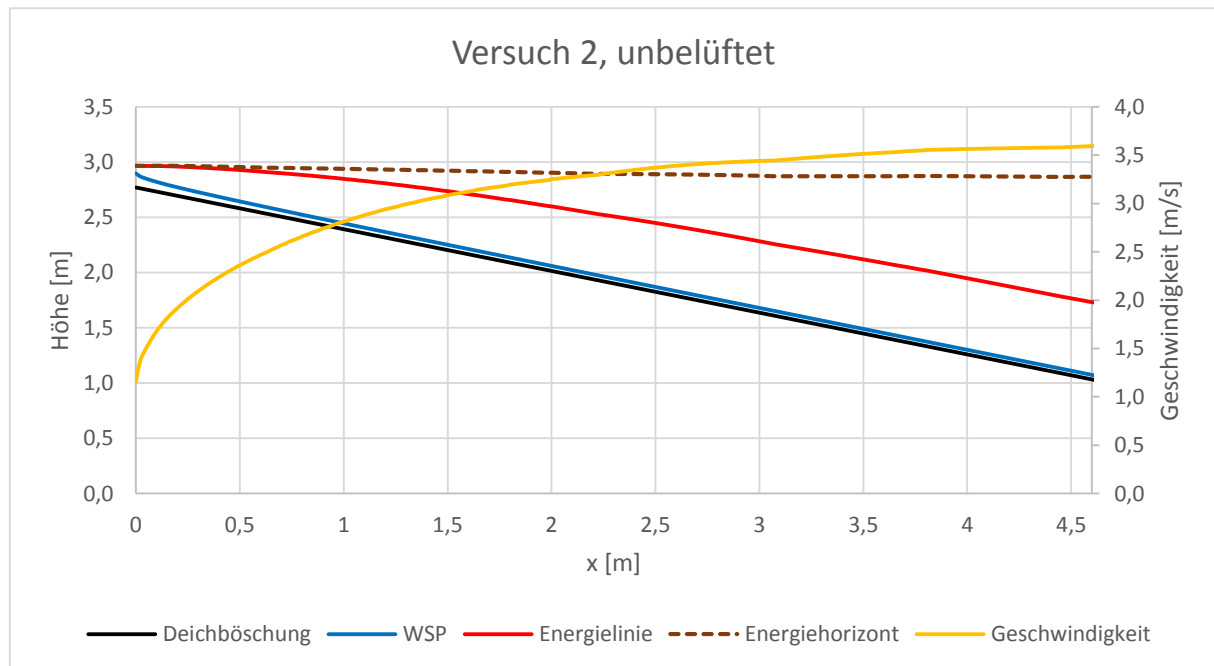


Abbildung XIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 2, unbelüftet

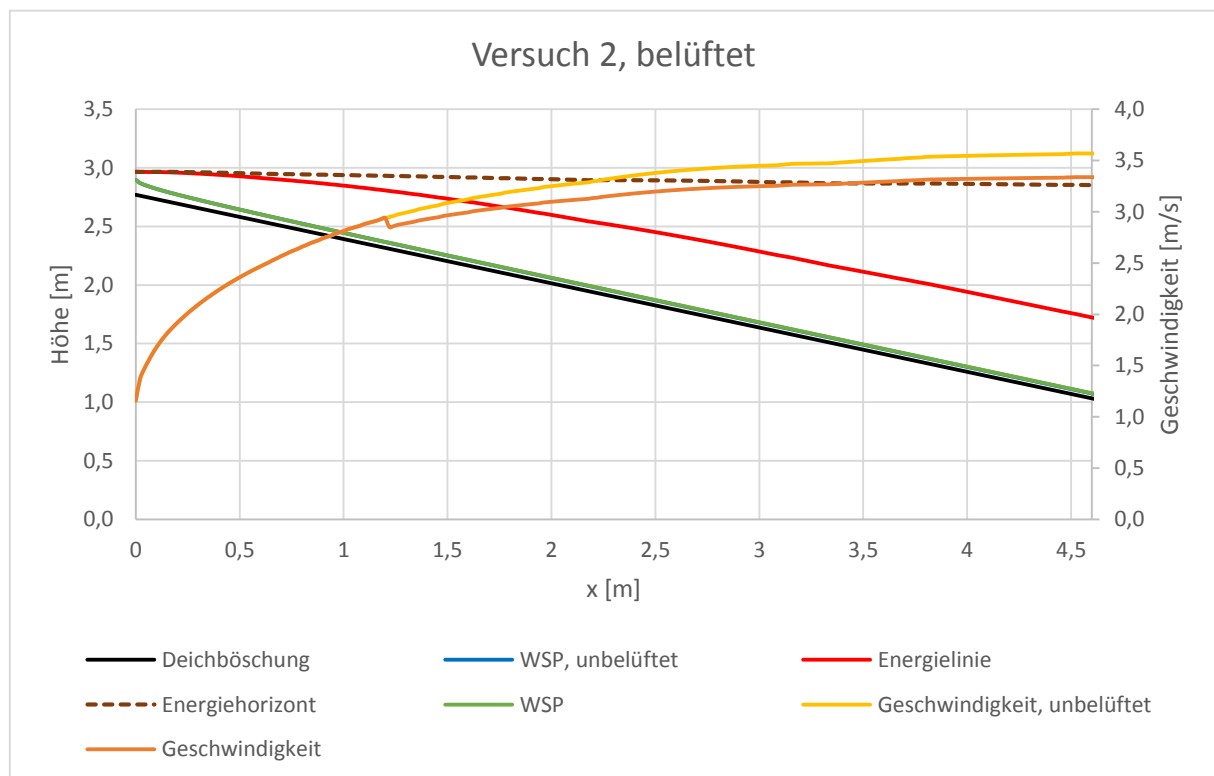


Abbildung XIV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung - Versuch 2, belüftet

Versuch 3

Durchfluss Q [m^3/s]	2,68
Überströmbreite b [m]	17,90
Versuchsdauer t [min]	20
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,132

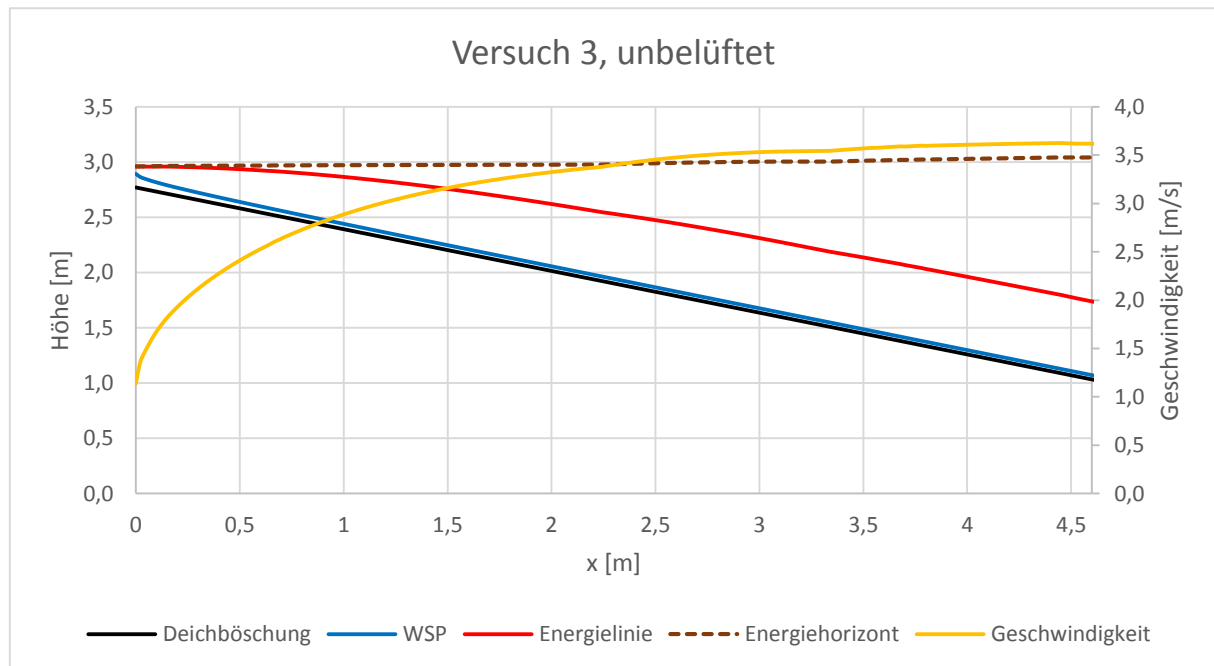


Abbildung XV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 3, unbelüftet

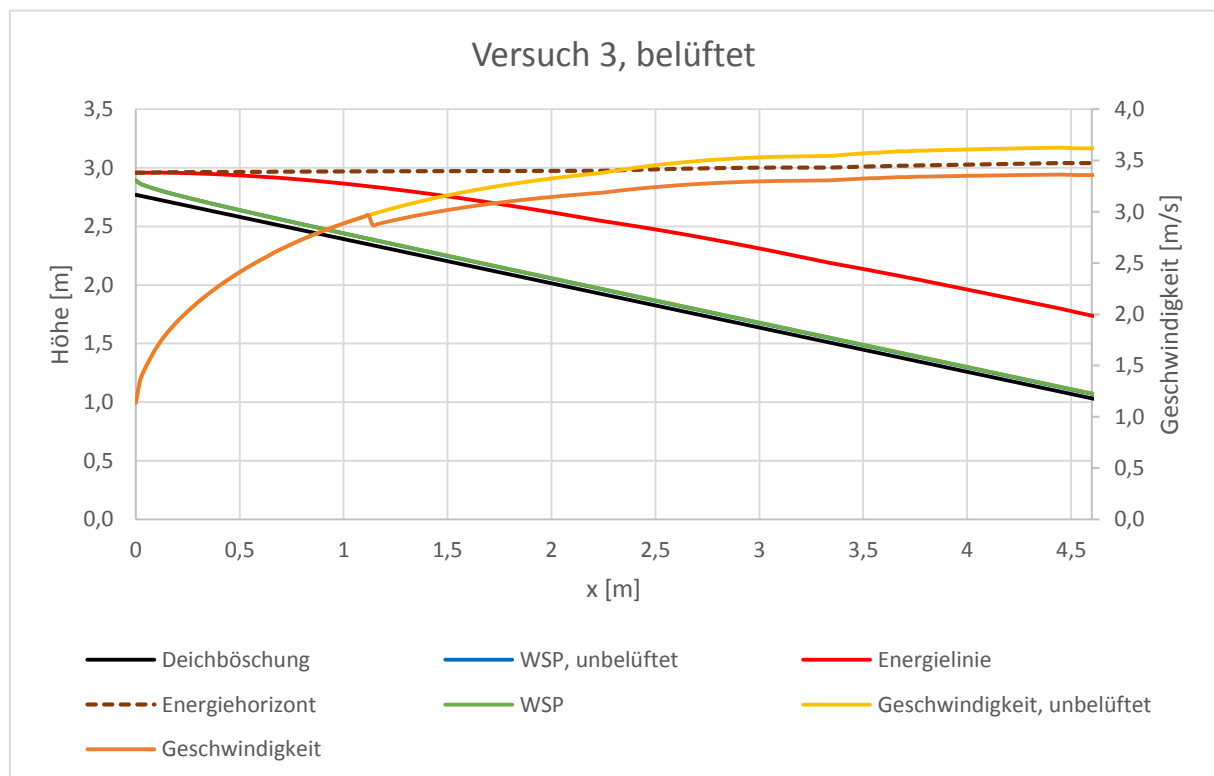


Abbildung XVI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung - Versuch 3, belüftet

Versuch 4

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,68
Überströmbreite b [m]	15,42
Versuchsdauer t [min]	20
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,130

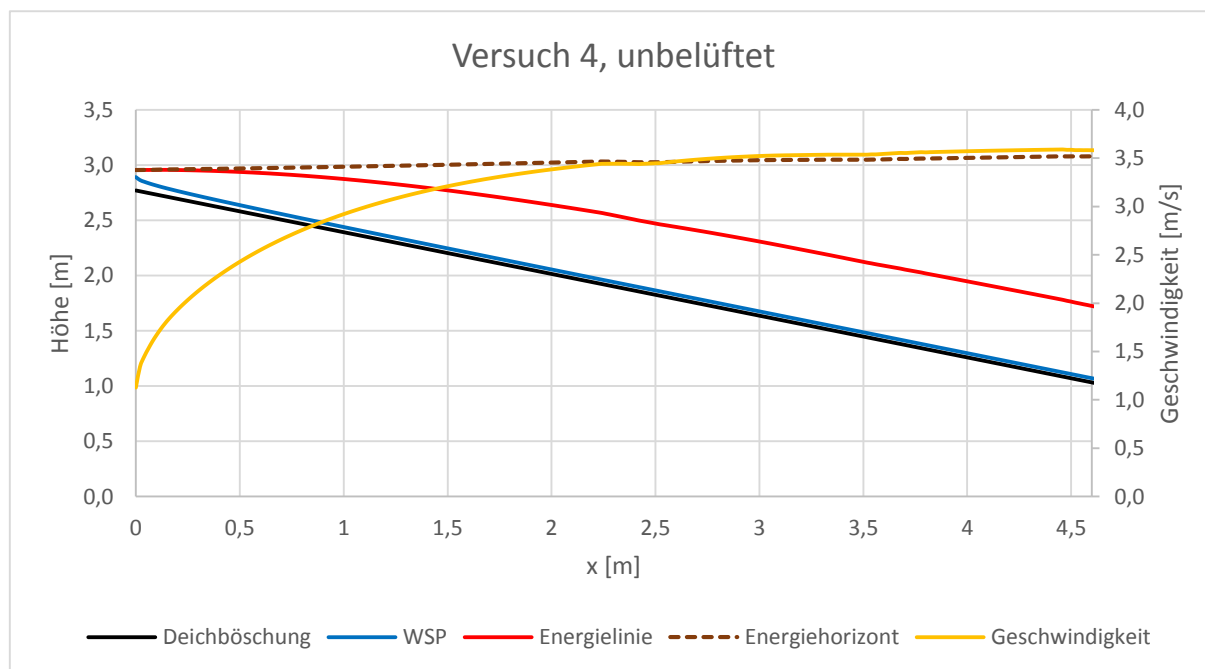


Abbildung XVII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 4, unbelüftet

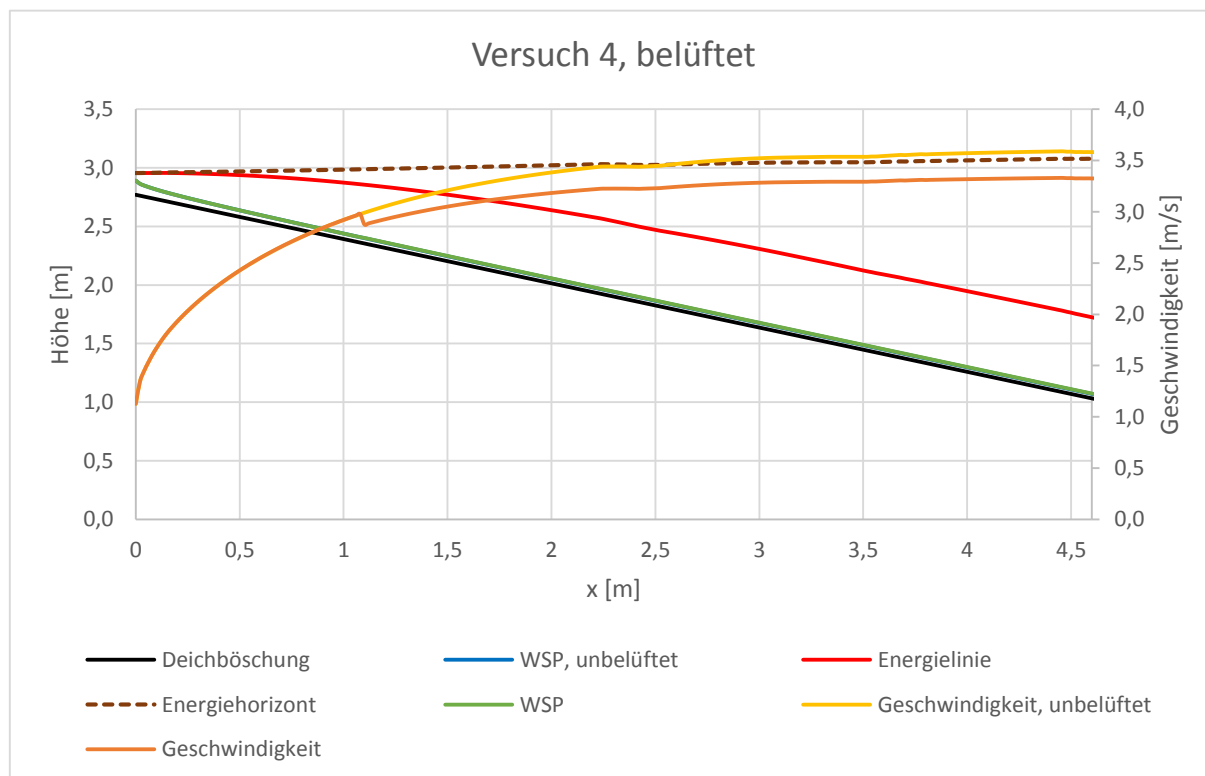


Abbildung XVIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung - Versuch 4, belüftet

Versuch 5

Durchfluss Q [m ³ /s]	1,79
Überströmbreite b [m]	13,60
Versuchsdauer t [min]	20
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,121

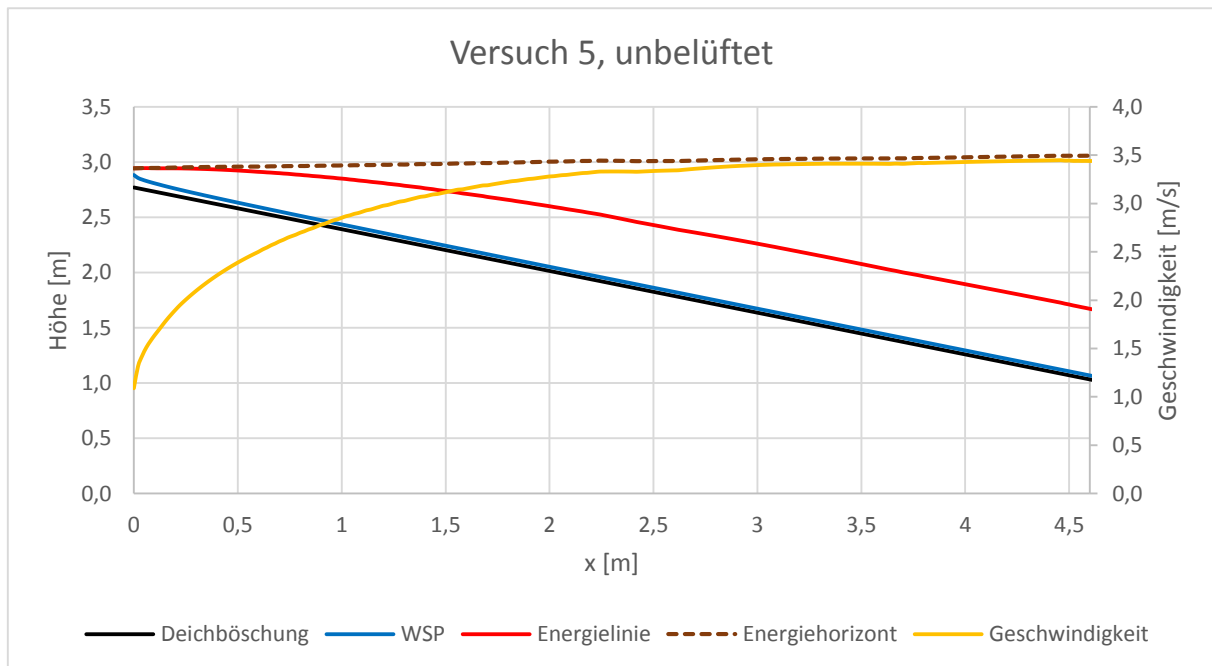


Abbildung XIX: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 5, unbelüftet

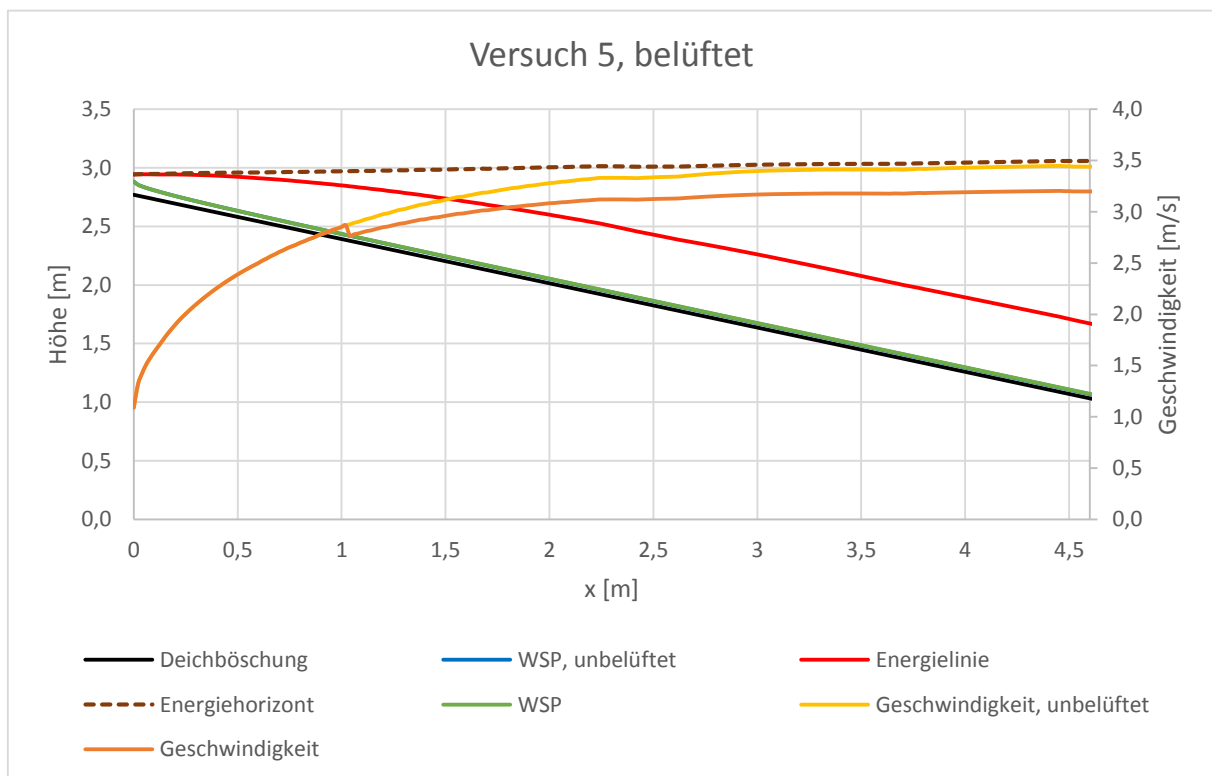


Abbildung XX: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung - Versuch 5, belüftet

Versuch 6

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,25
Überströmbreite b [m]	11,31
Versuchsdauer t [min]	20
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,1592

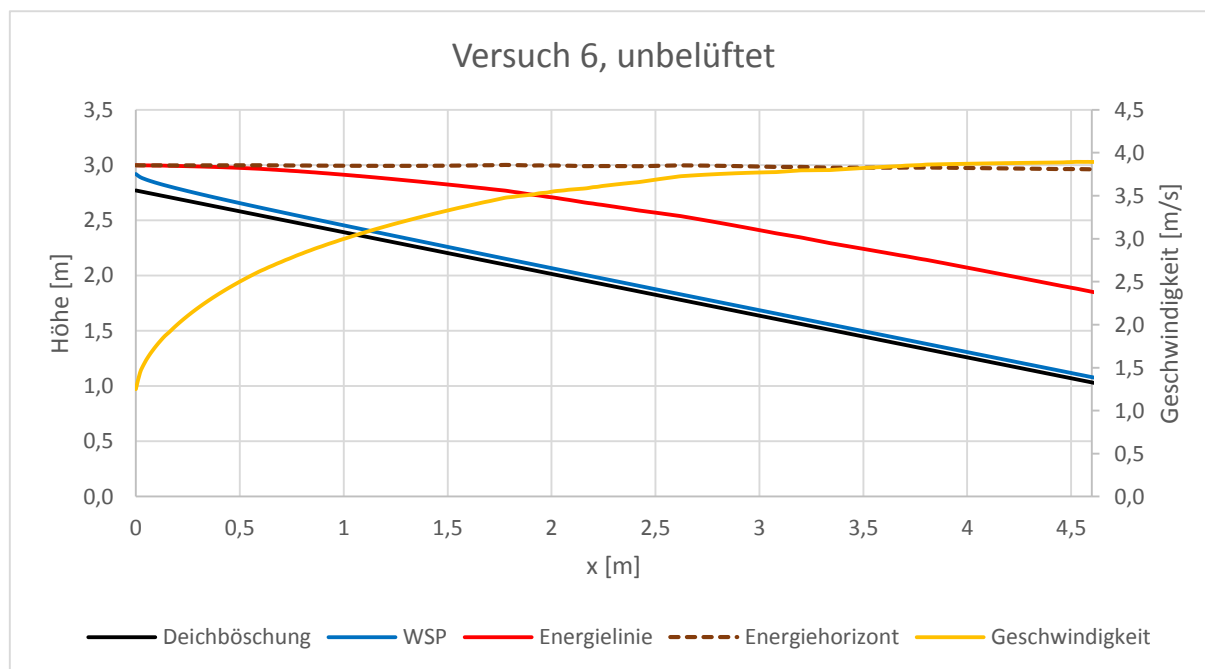


Abbildung XXI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 6, unbelüftet

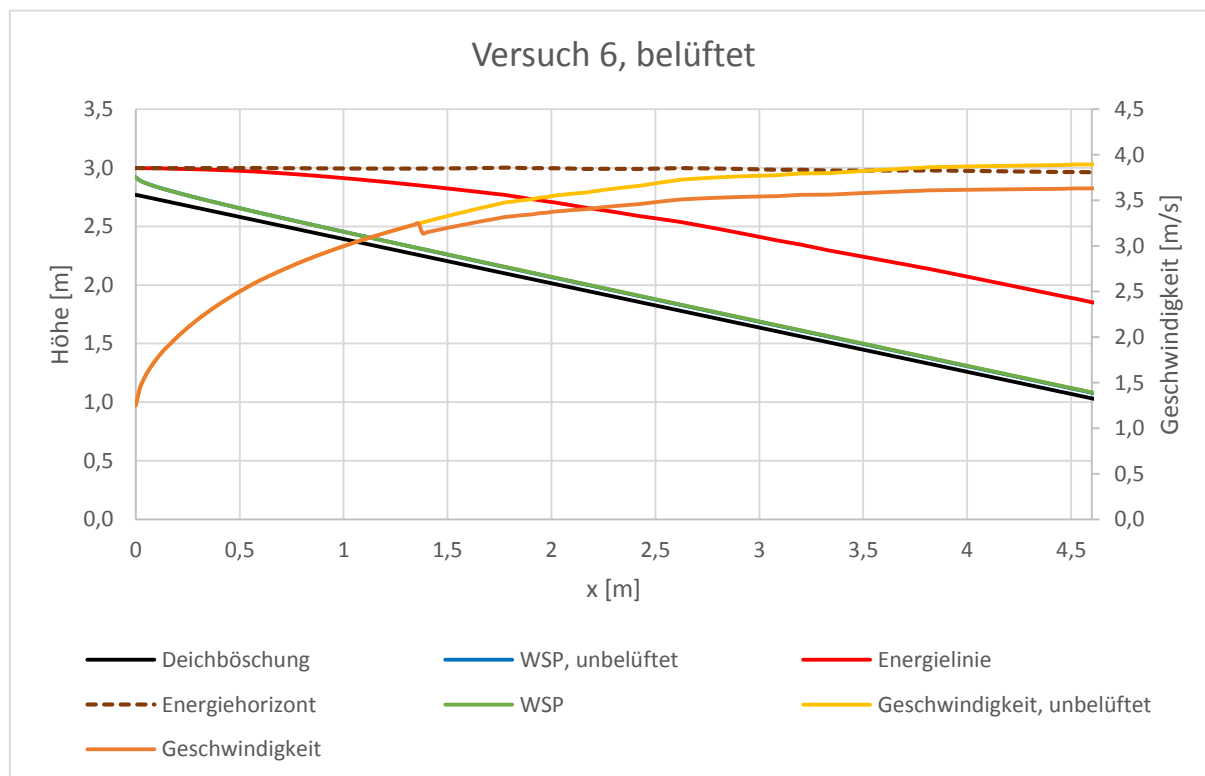


Abbildung XXII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 6, unbelüftet

Versuch 7

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,25
Überströmbreite b [m]	8,870
Versuchsdauer t [min]	20
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,188

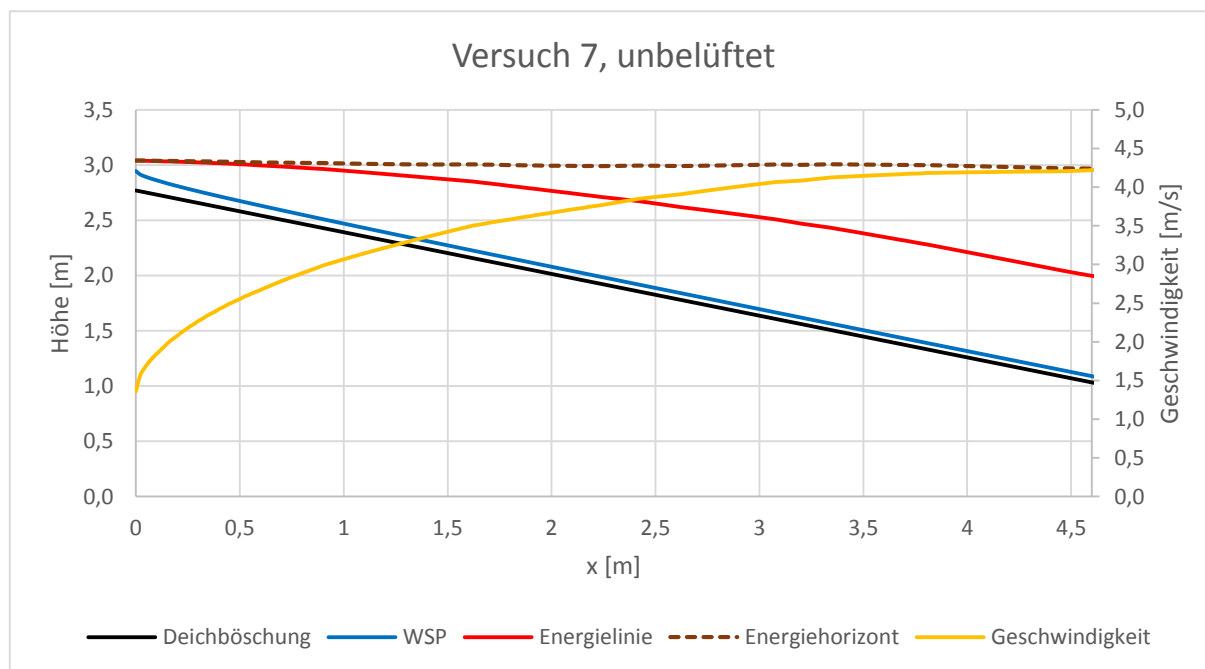


Abbildung XXIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 7, unbelüftet

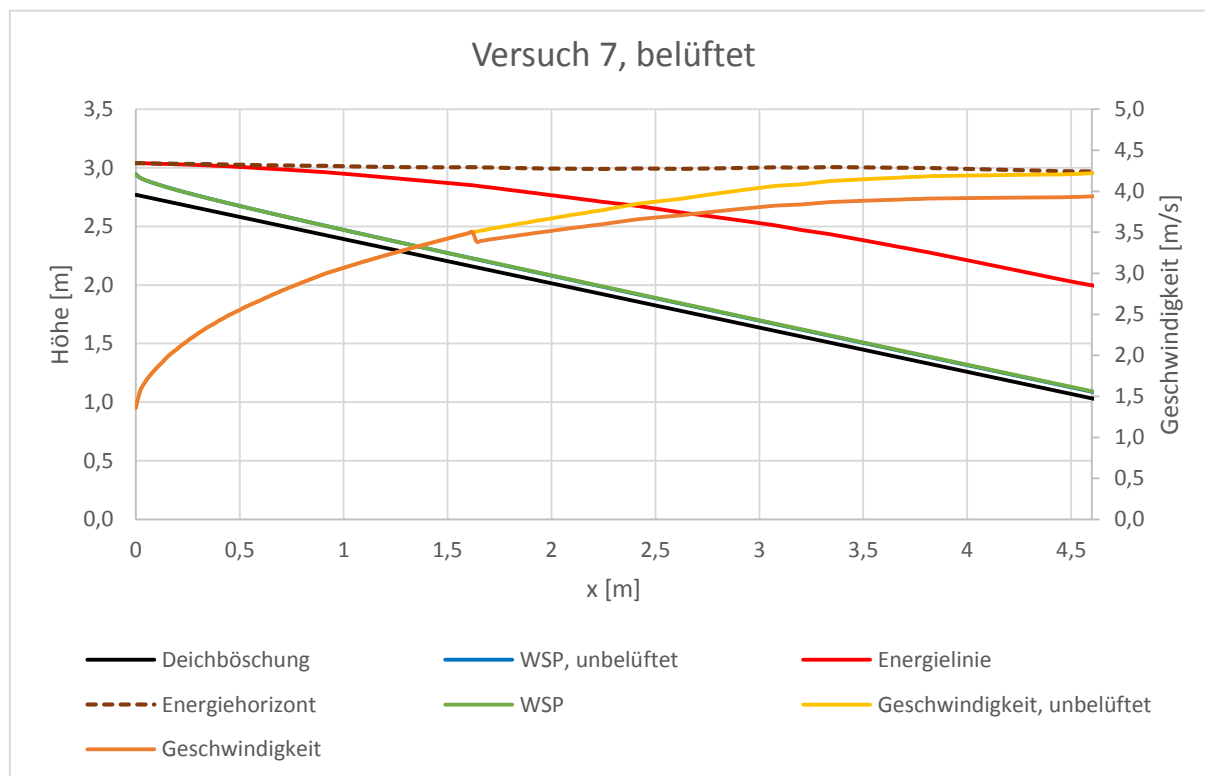


Abbildung XXIV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 7, unbelüftet

Versuch 8

Durchfluss Q [m^3/s]	2,25
Überströmbreite b [m]	10,45
Versuchsdauer t [min]	20
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,168

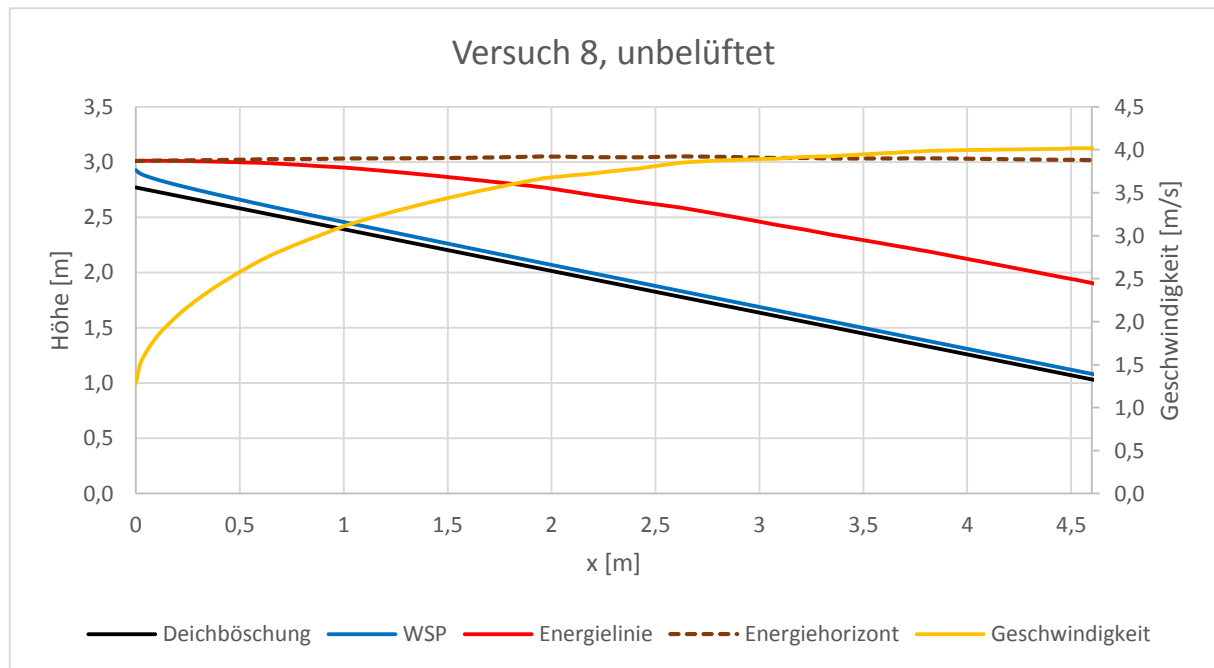


Abbildung XXV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 8, unbelüftet

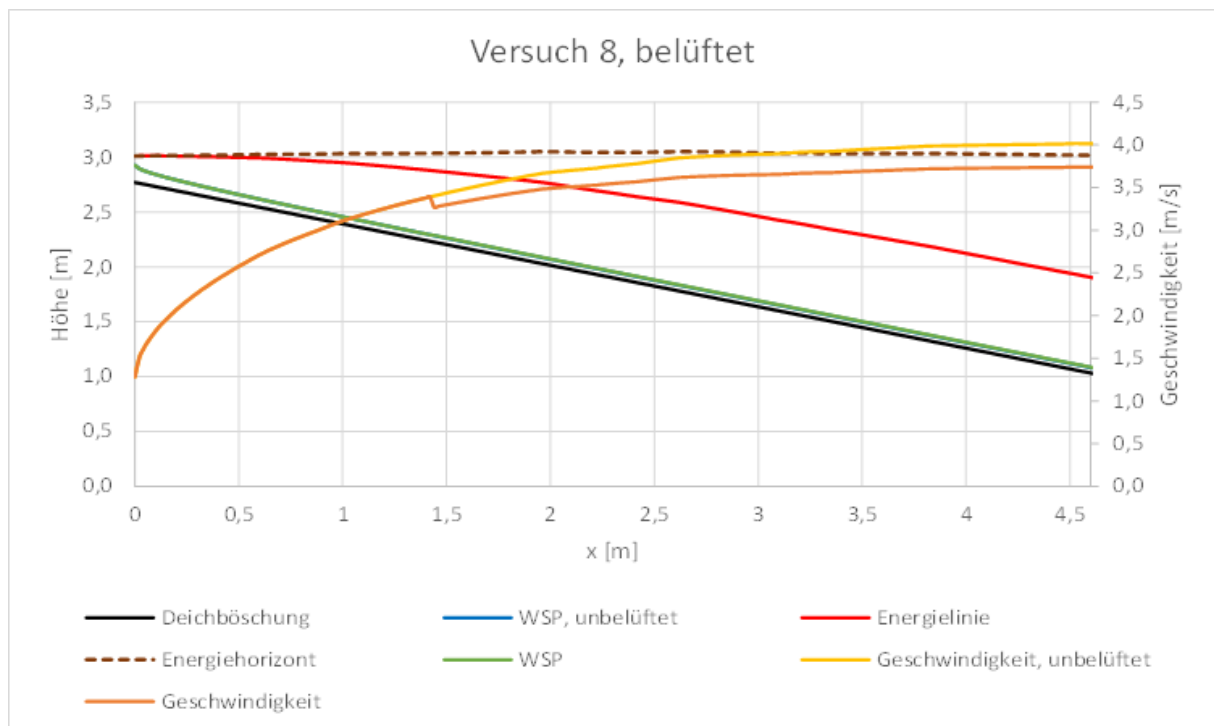


Abbildung XXVI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 8, unbelüftet

Versuch 9

Durchfluss Q [m ³ /s]	3,00
Überströmbreite b [m]	10,45
Versuchsdauer t [min]	60
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,203

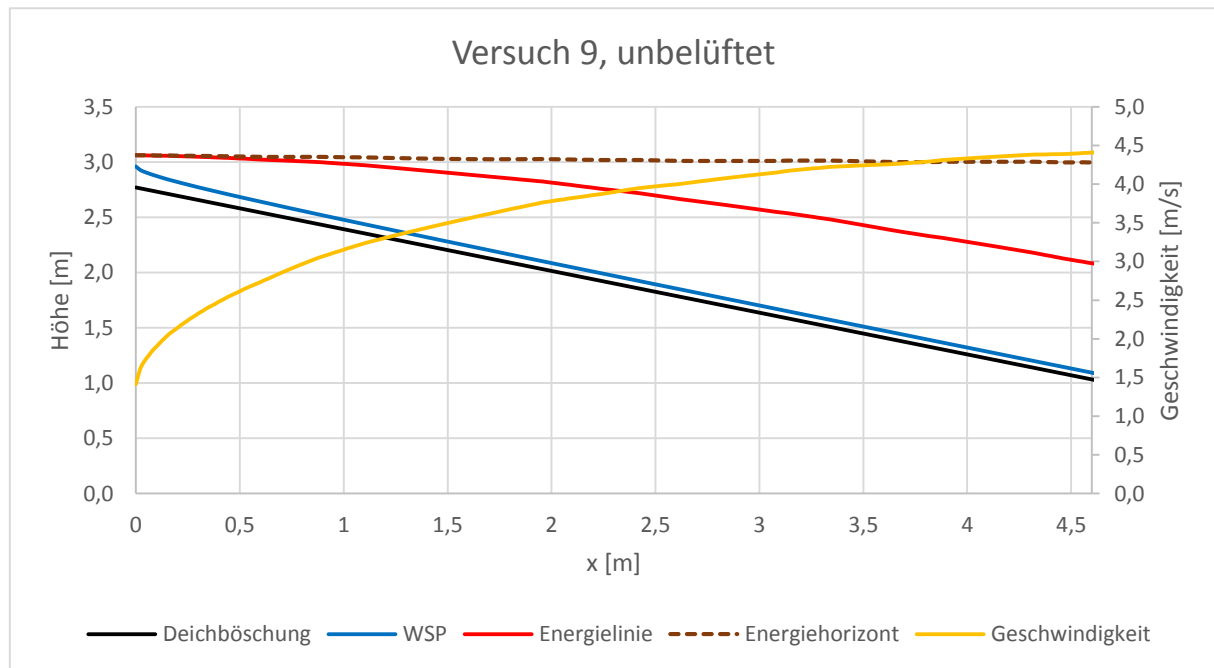


Abbildung XXVII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 9, unbelüftet

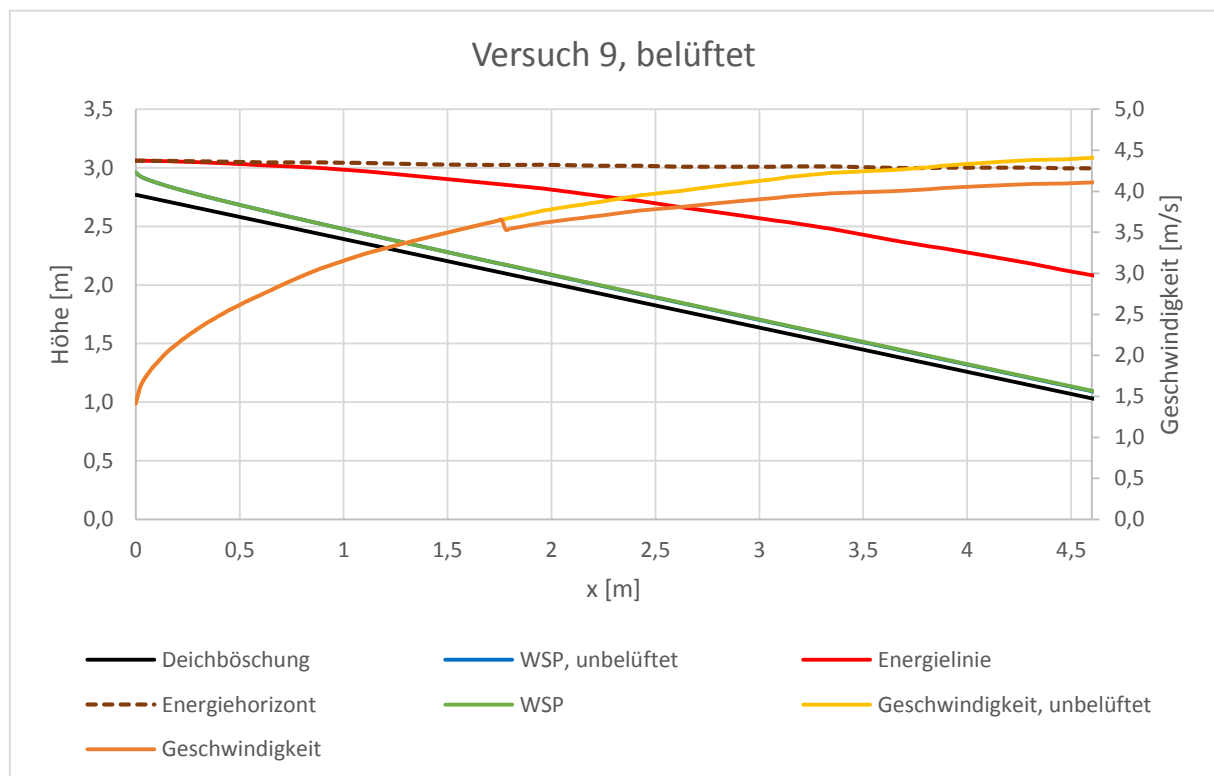


Abbildung XXVIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 9, unbelüftet

Versuch 10

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,94
Überströmbreite b [m]	10,45
Versuchsdauer t [min]	120
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,201

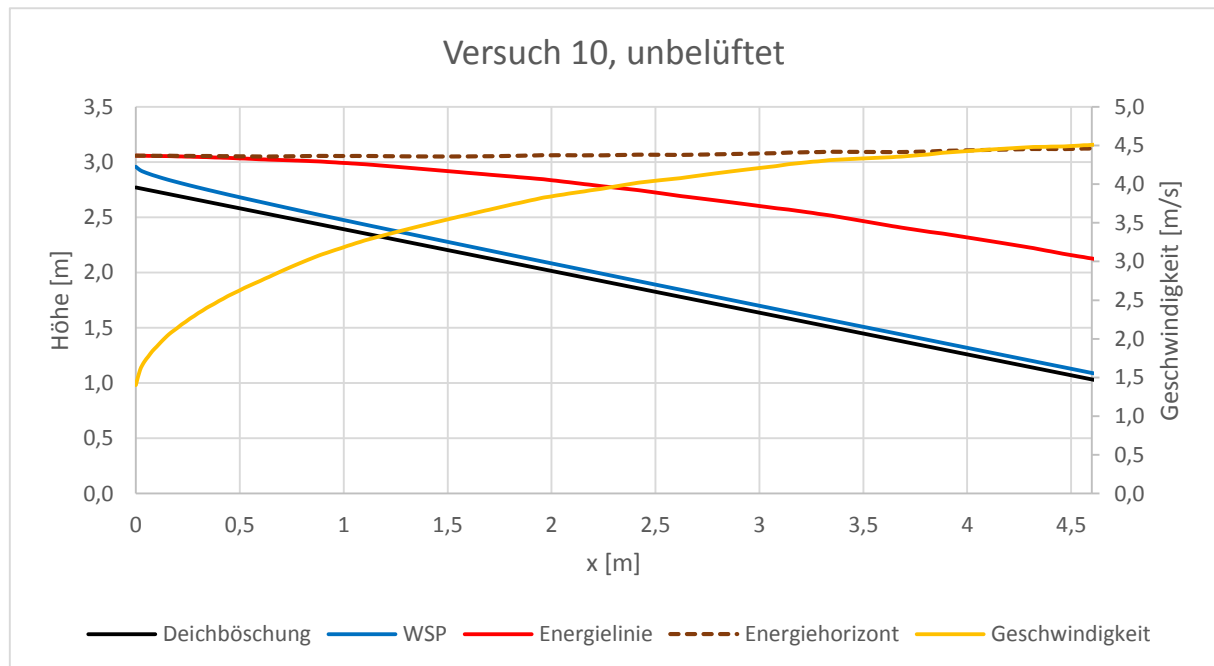


Abbildung XXIX: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 10, unbelüftet

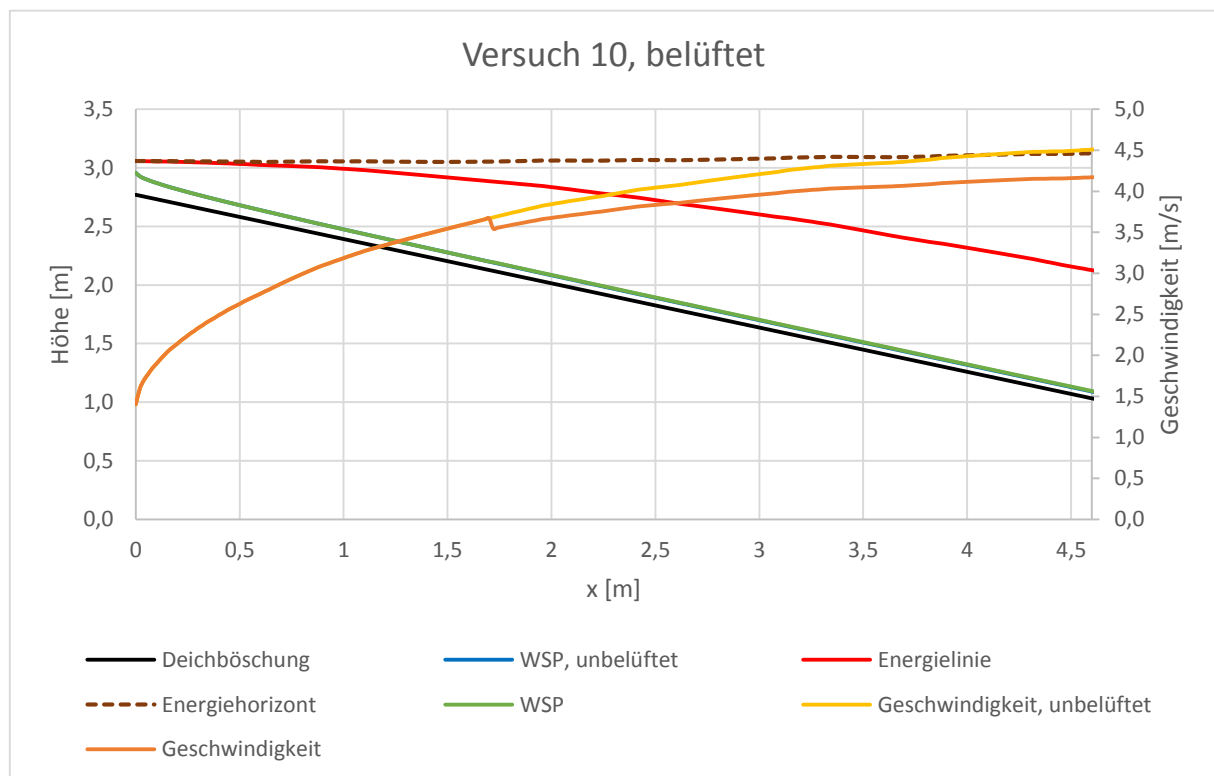


Abbildung XXX: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 10, unbelüftet

Versuch 11

Durchfluss Q [m ³ /s]	3,47
Überströmbreite b [m]	10,45
Versuchsdauer t [min]	240
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,334

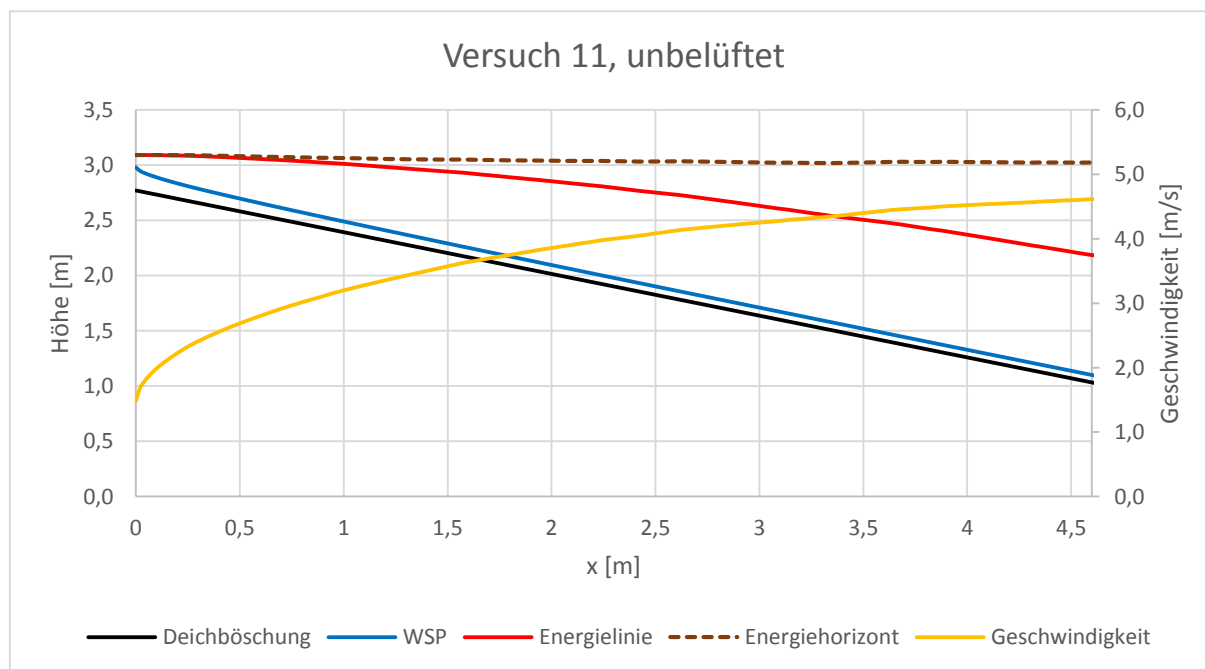


Abbildung XXXI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 11, unbelüftet

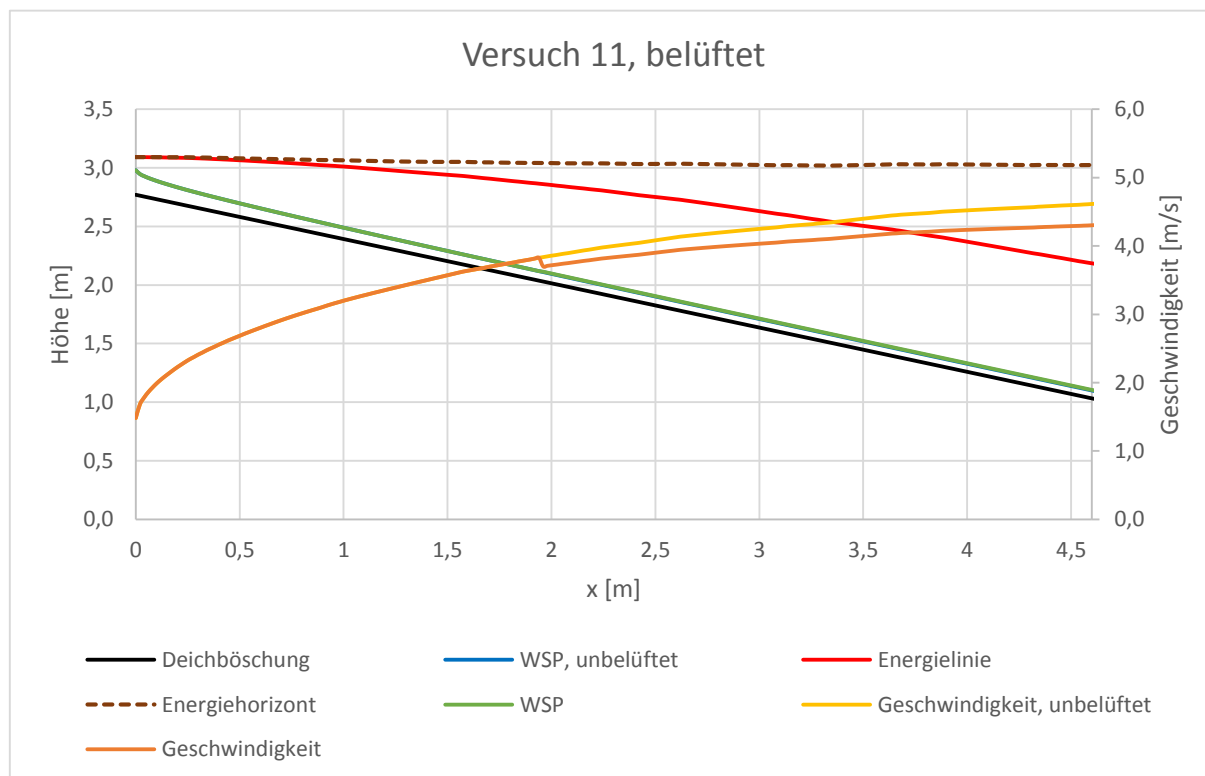


Abbildung XXXII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 11, belüftet

Versuch 12

Durchfluss Q [m ³ /s]	3,54
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	35
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,224

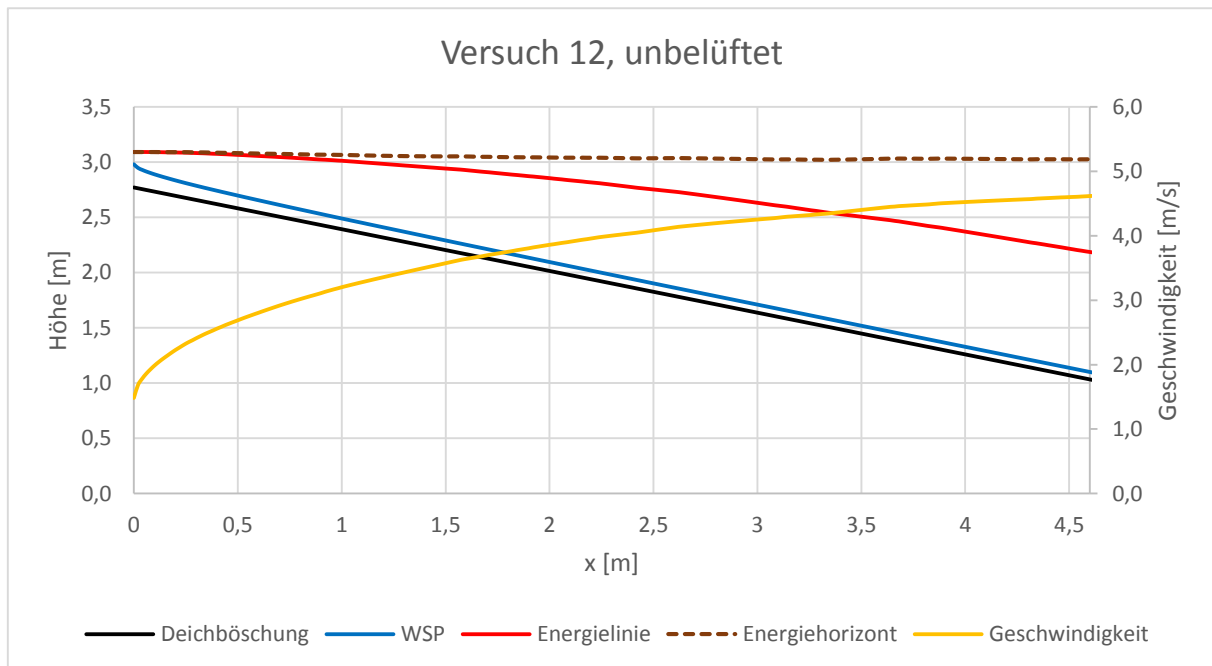


Abbildung XXXIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 12, unbelüftet

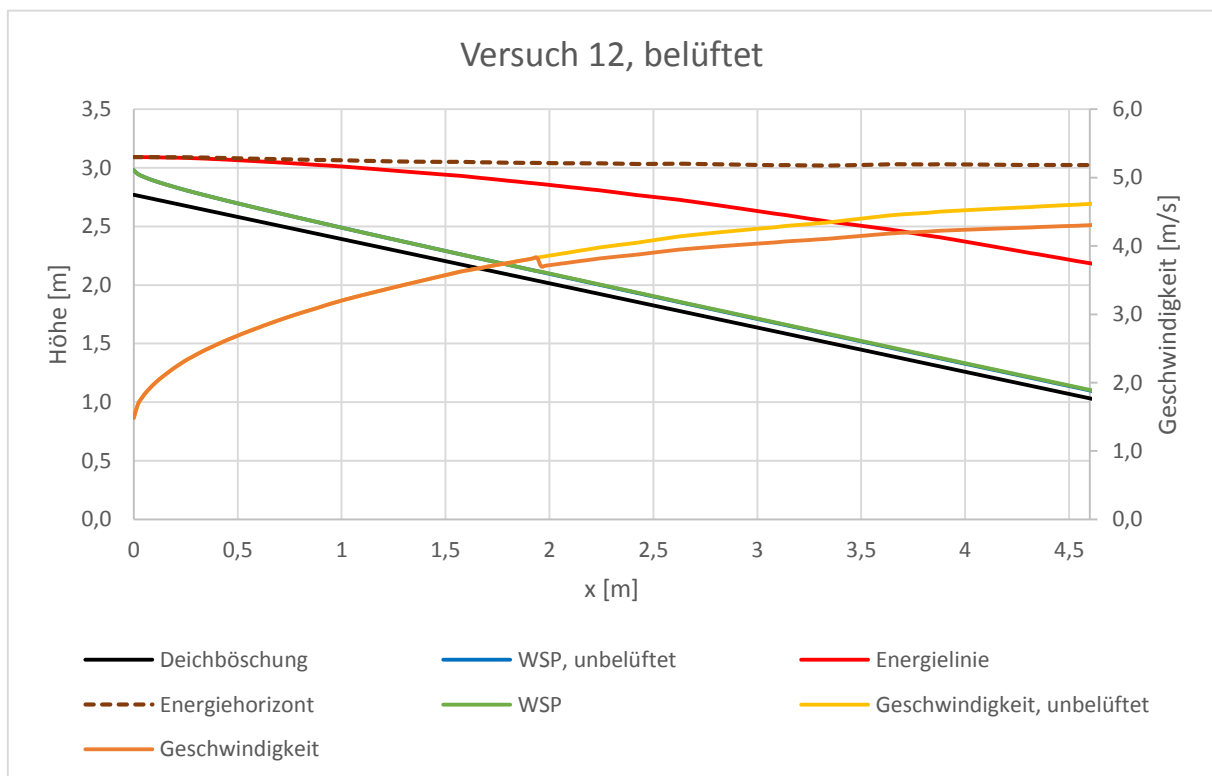


Abbildung XXXIV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 12, belüftet

Versuch 13

Durchfluss Q [m ³ /s]	3,13
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	120
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,209

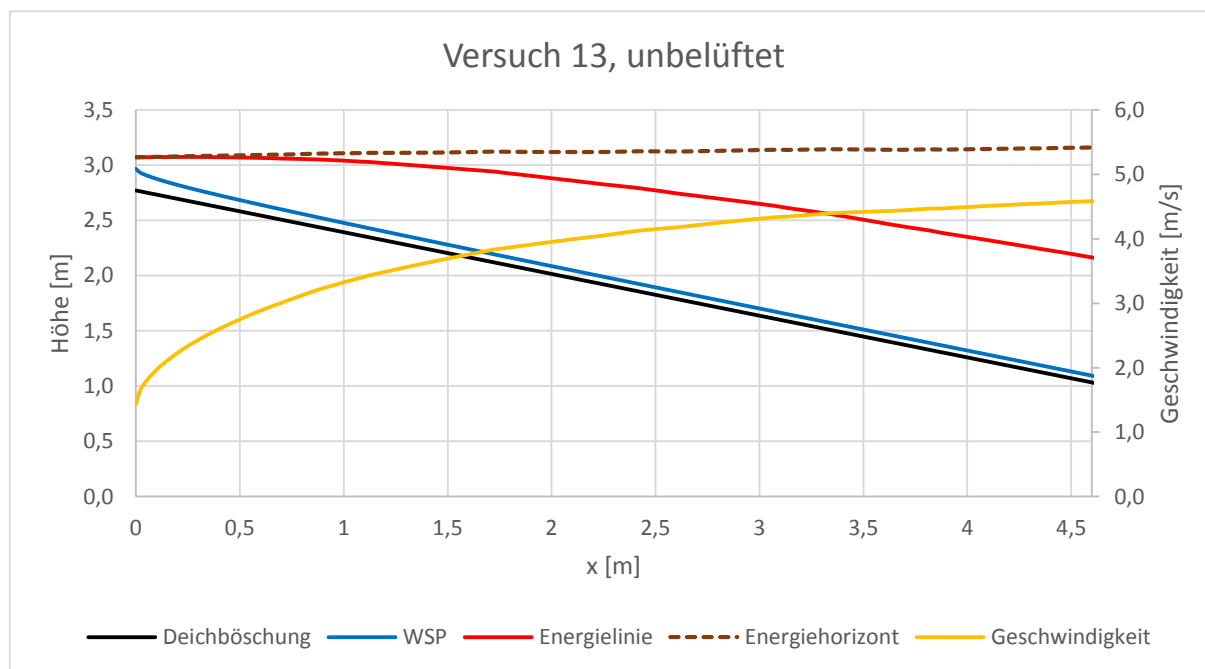


Abbildung XXXV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 13, unbelüftet

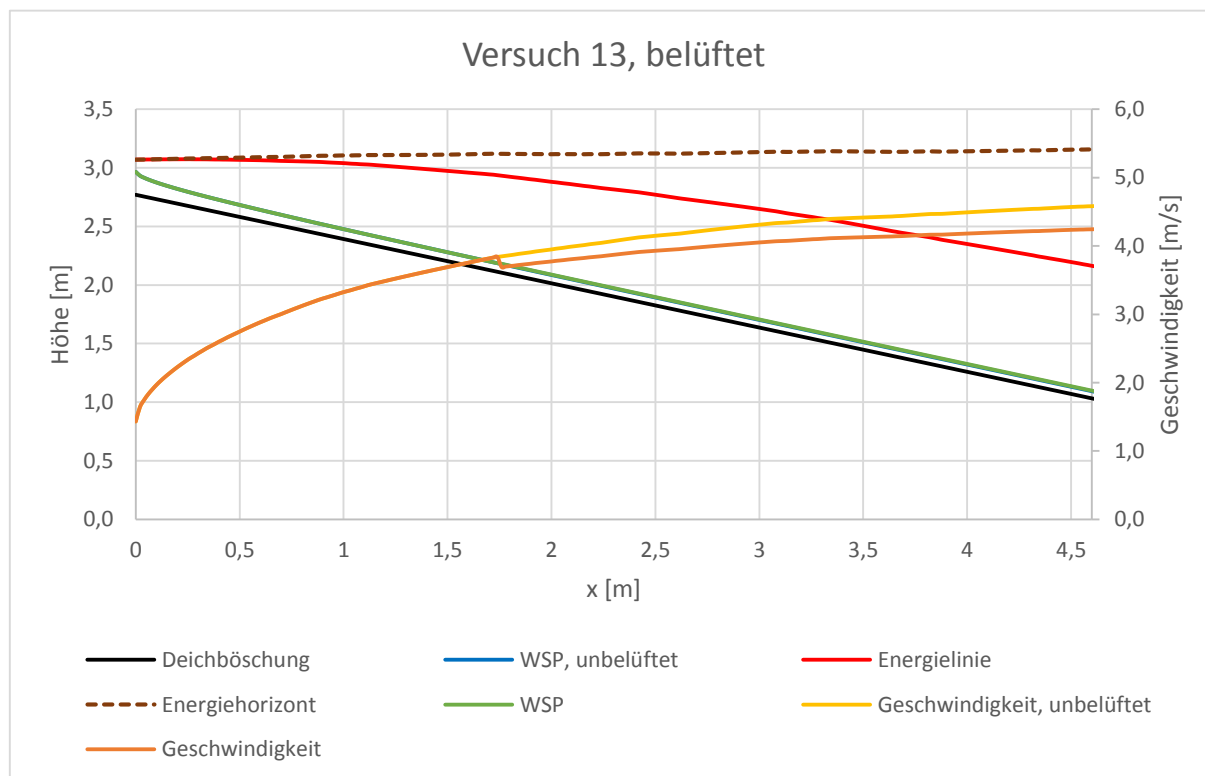


Abbildung XXXVI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 13, belüftet

Versuch 14

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,73
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	45
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,191

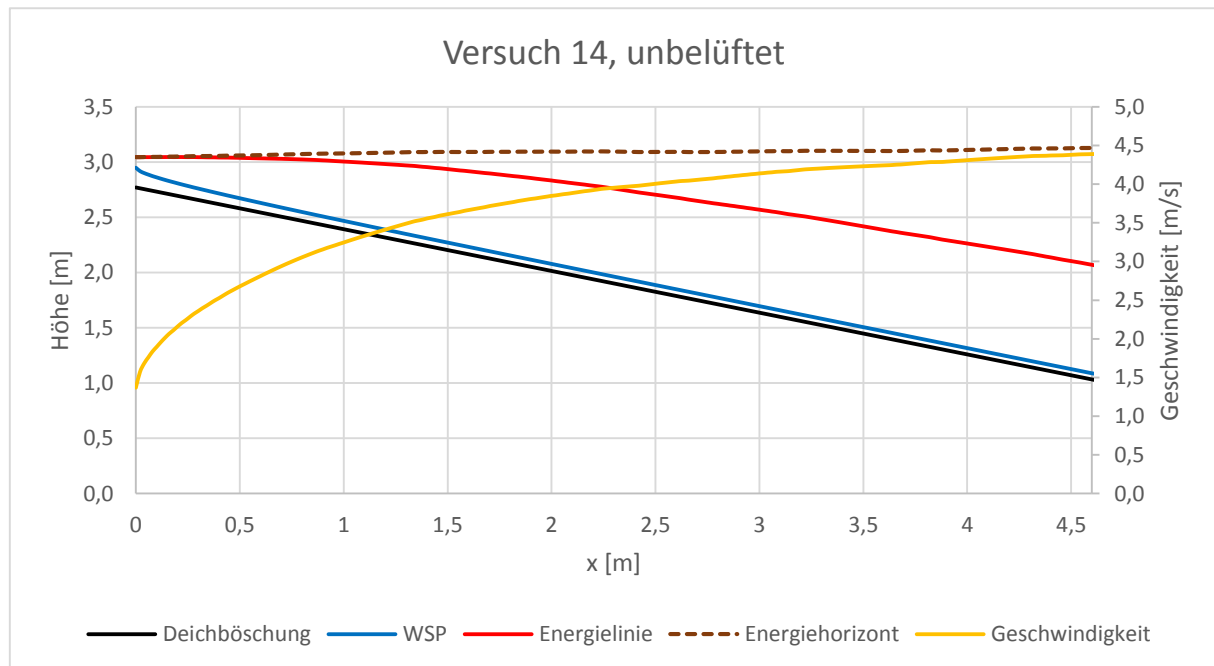


Abbildung XXXVII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 14, unbelüftet

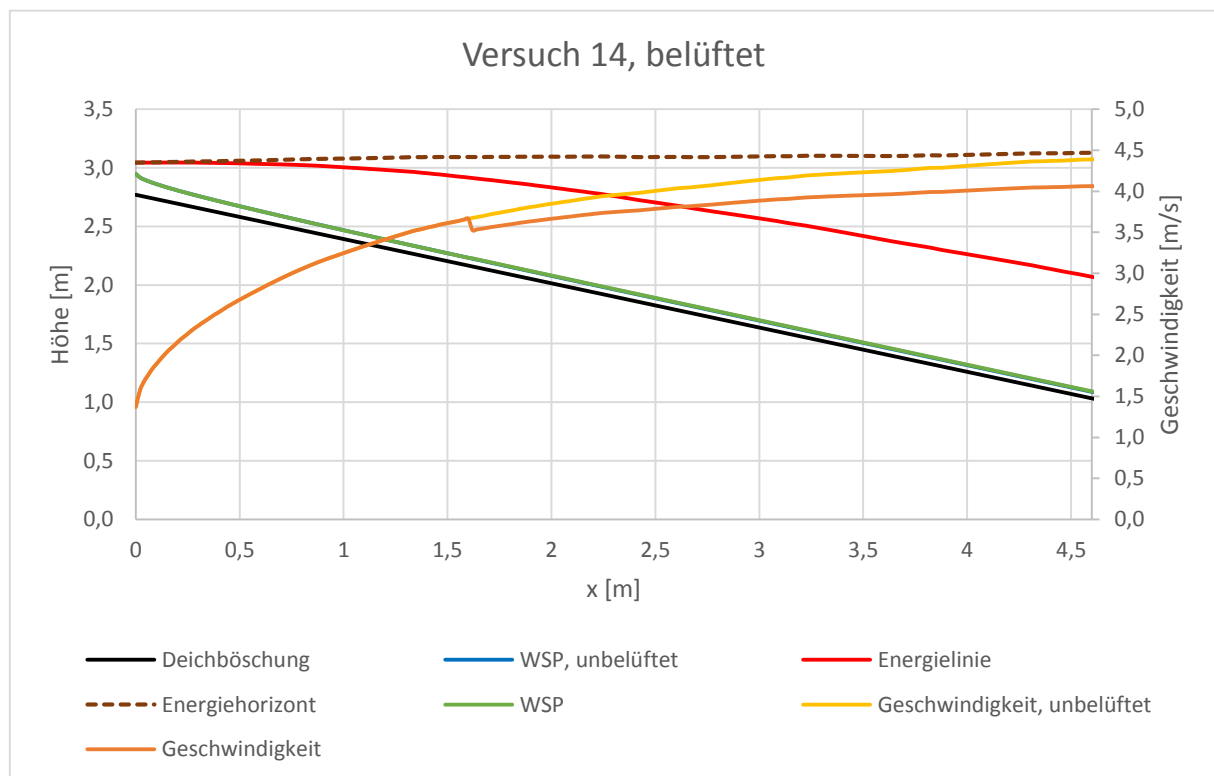


Abbildung XXXVIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 14, belüftet

Versuch 15

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,61
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	15
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,185

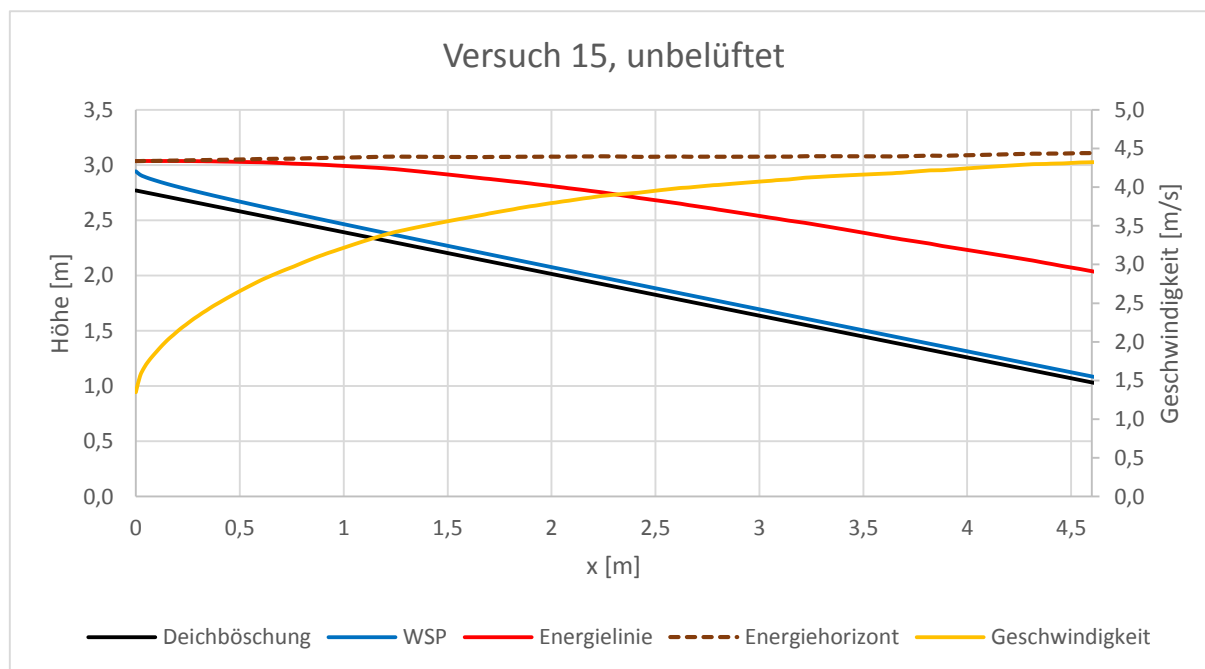


Abbildung XXXIX: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 15, unbelüftet

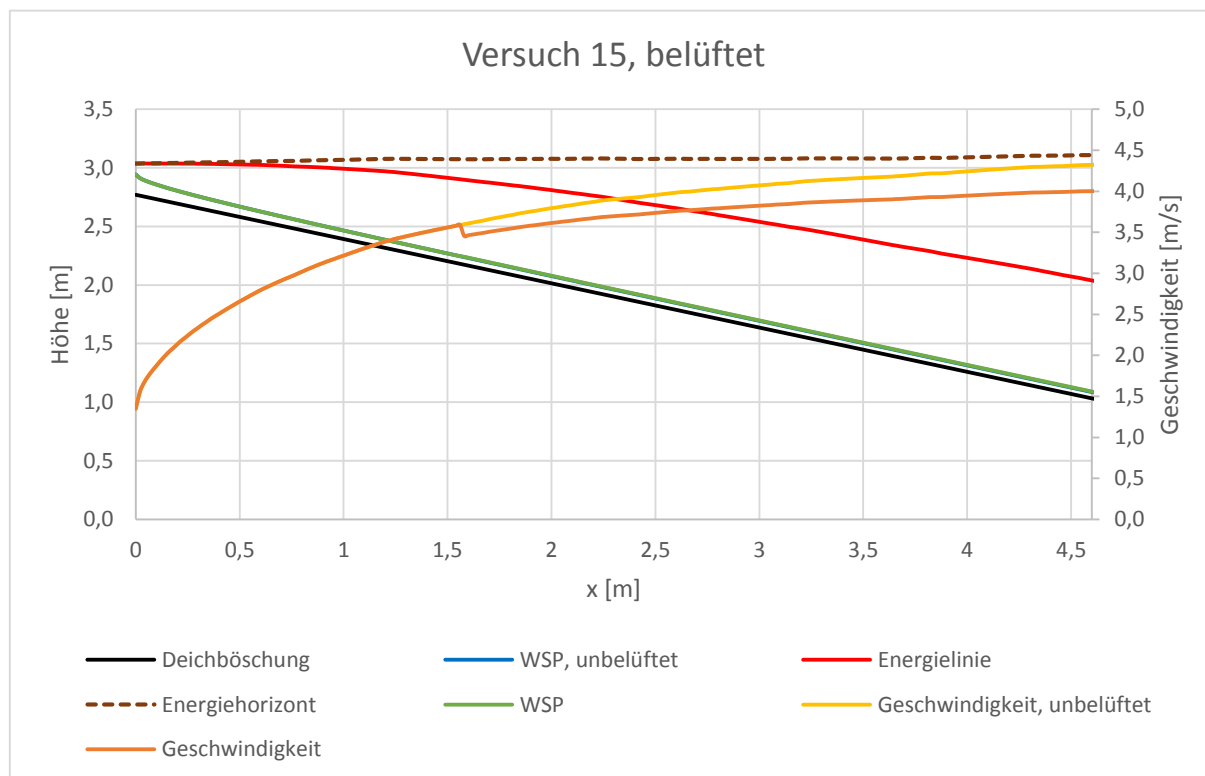


Abbildung XL: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 15, belüftet

Versuch 16

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,57
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	60
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,184

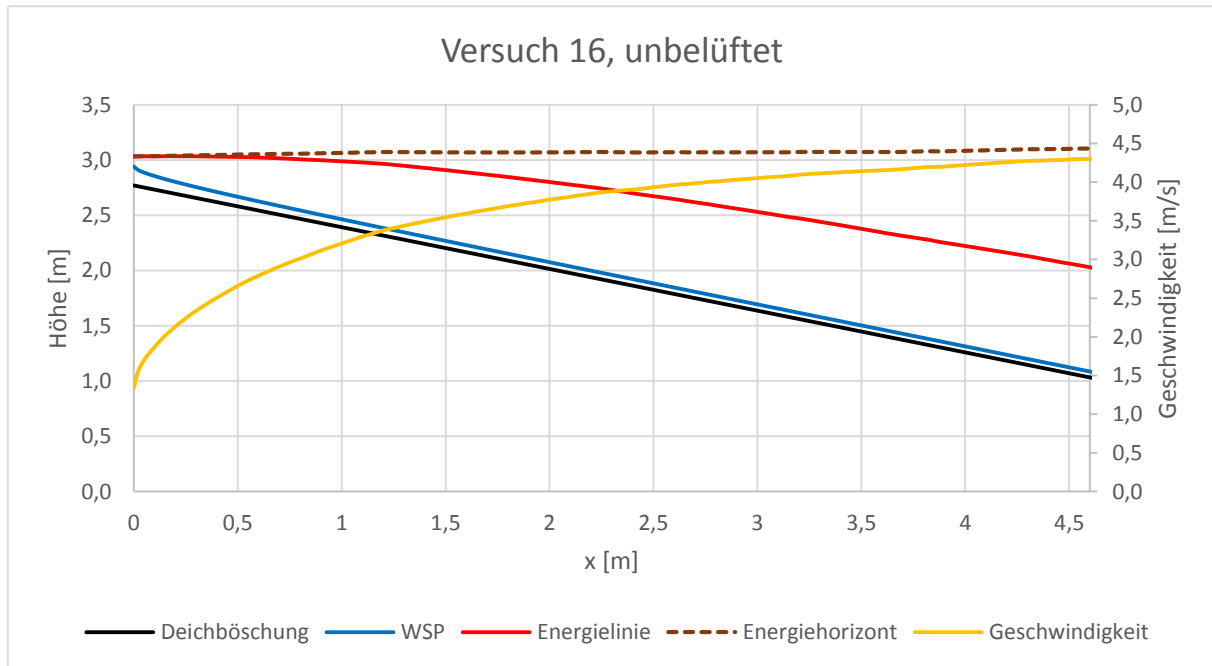


Abbildung XLI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 16, unbelüftet

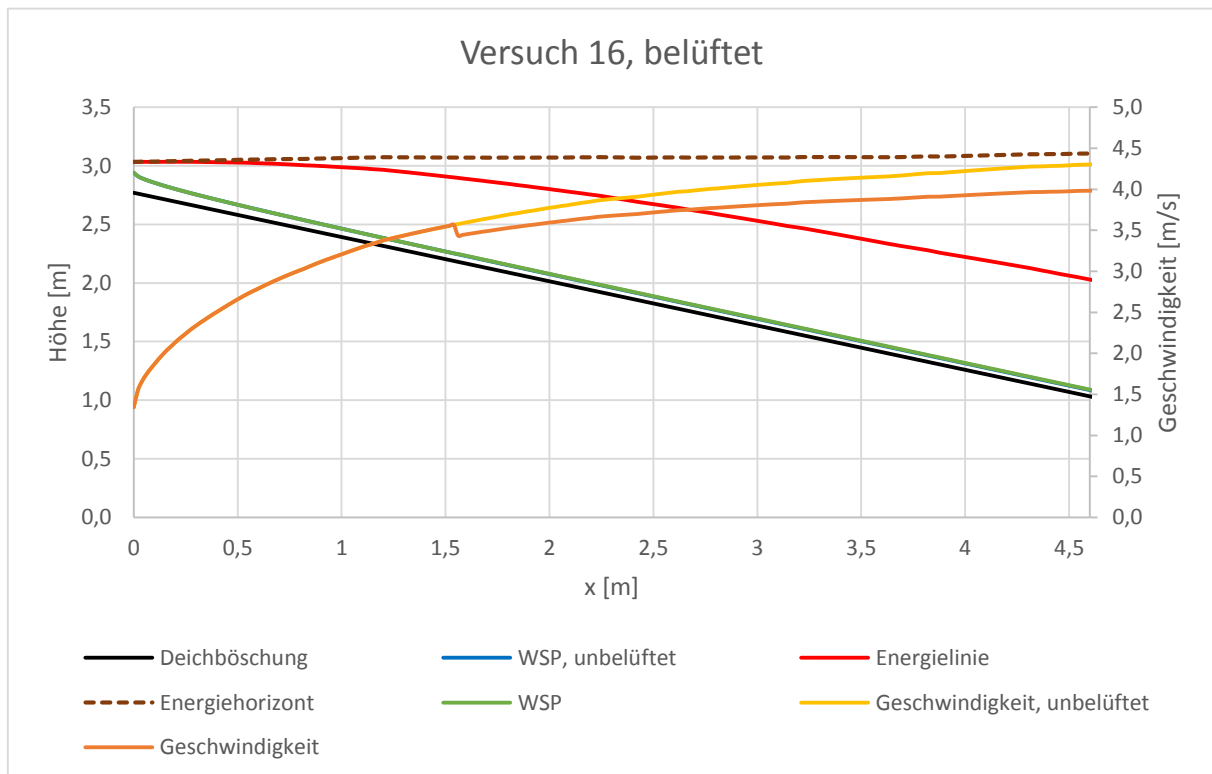


Abbildung XLII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 16, belüftet

Versuch 17

Durchfluss Q [m ³ /s]	2,340
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	220
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,172

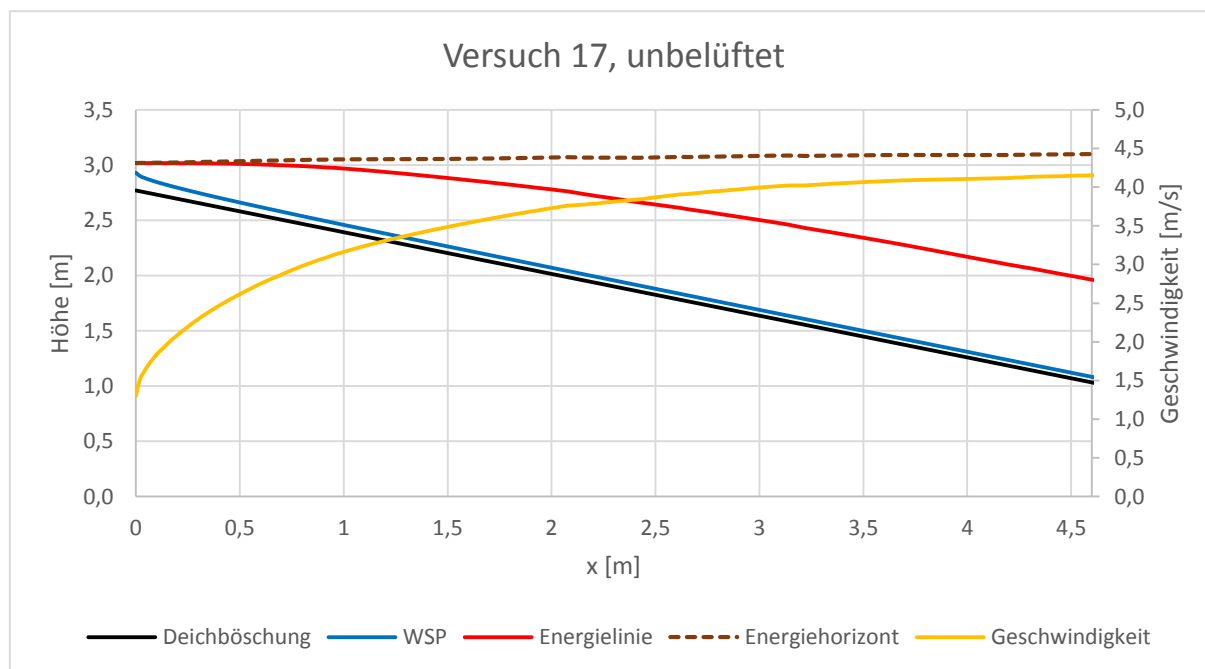


Abbildung XLIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 17, unbelüftet

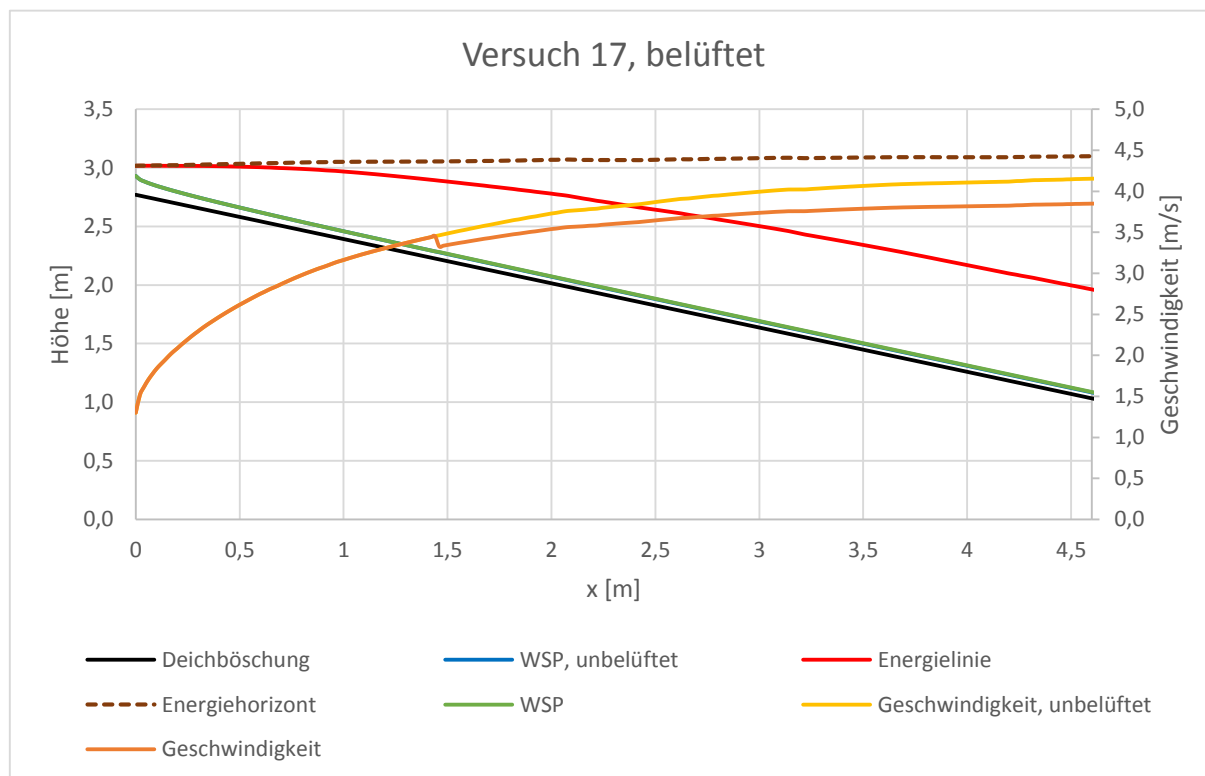


Abbildung XLIV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 17, belüftet

Versuch 18

Durchfluss Q [m ³ /s]	3,20
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	330
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,212

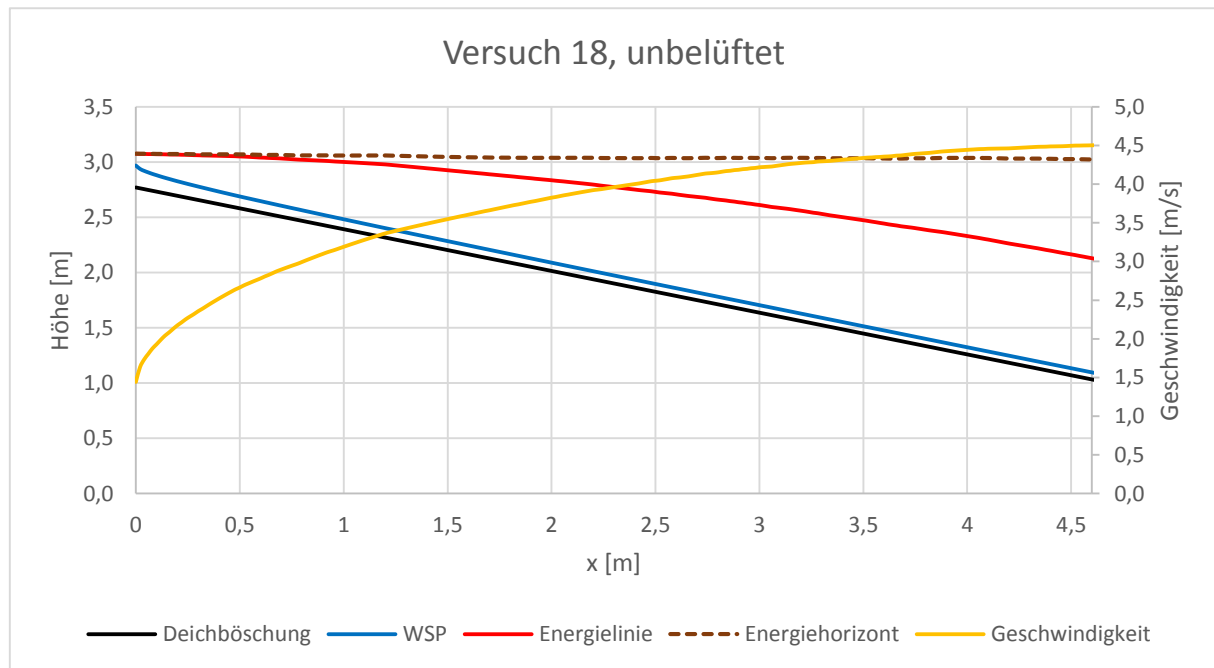


Abbildung XLV: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 18, unbelüftet

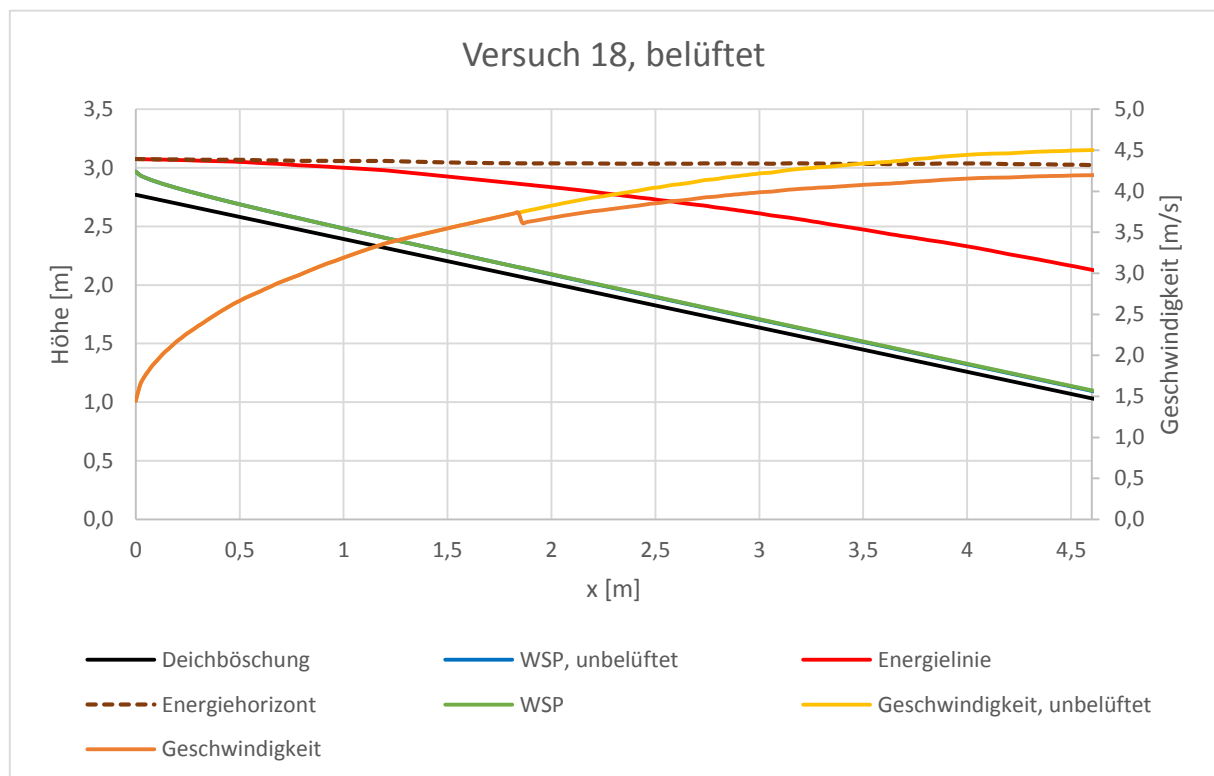


Abbildung XLVI: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 18, belüftet

Versuch 19

Durchfluss Q [m ³ /s]	3,42
Überströmbreite b [m]	10,44
Versuchsdauer t [min]	360
Grenztiefe h_{grenz} [m]	0,222

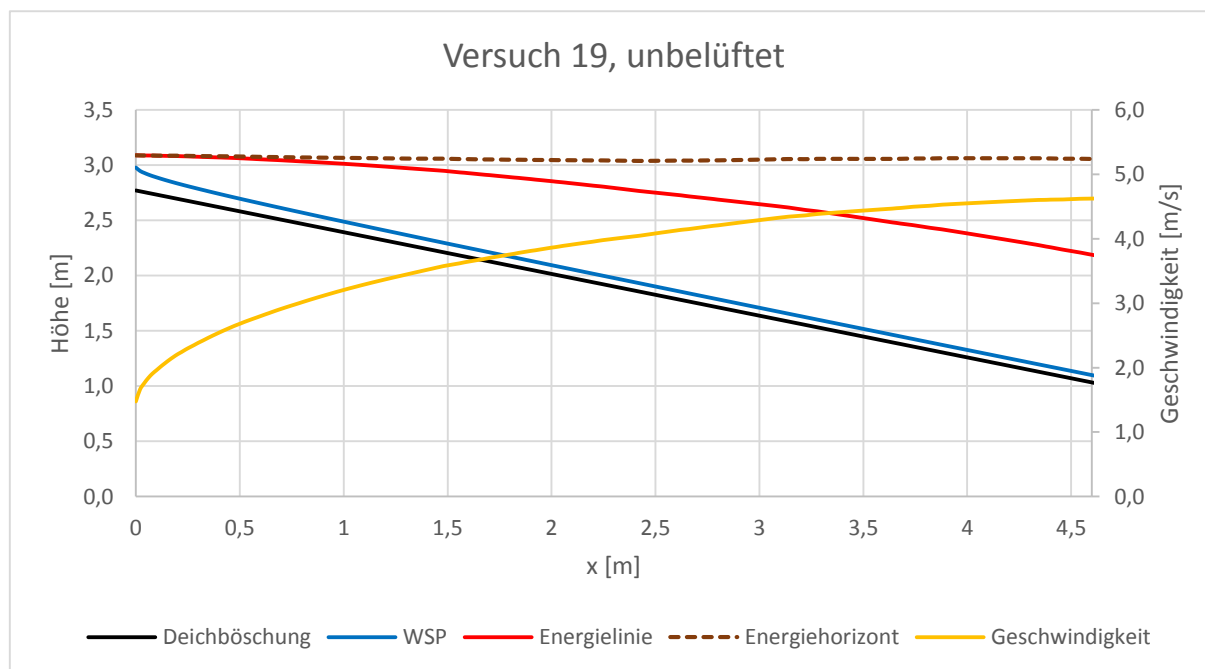


Abbildung XLVII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 19, unbelüftet

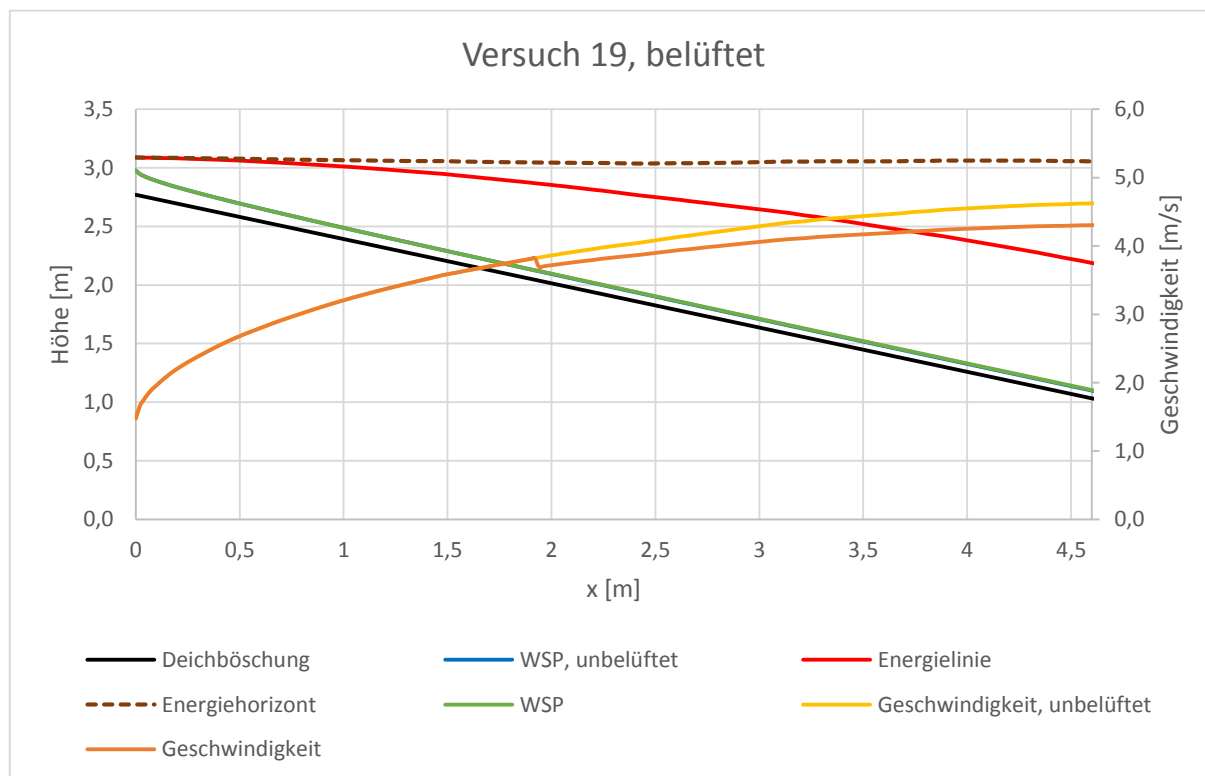


Abbildung XLVIII: Nachgerechnete Spiegellinie auf der Deichböschung – Versuch 19, belüftet

Geotechnische Versuche

III. Geotechnische Versuche

a. Übersicht über die Proben

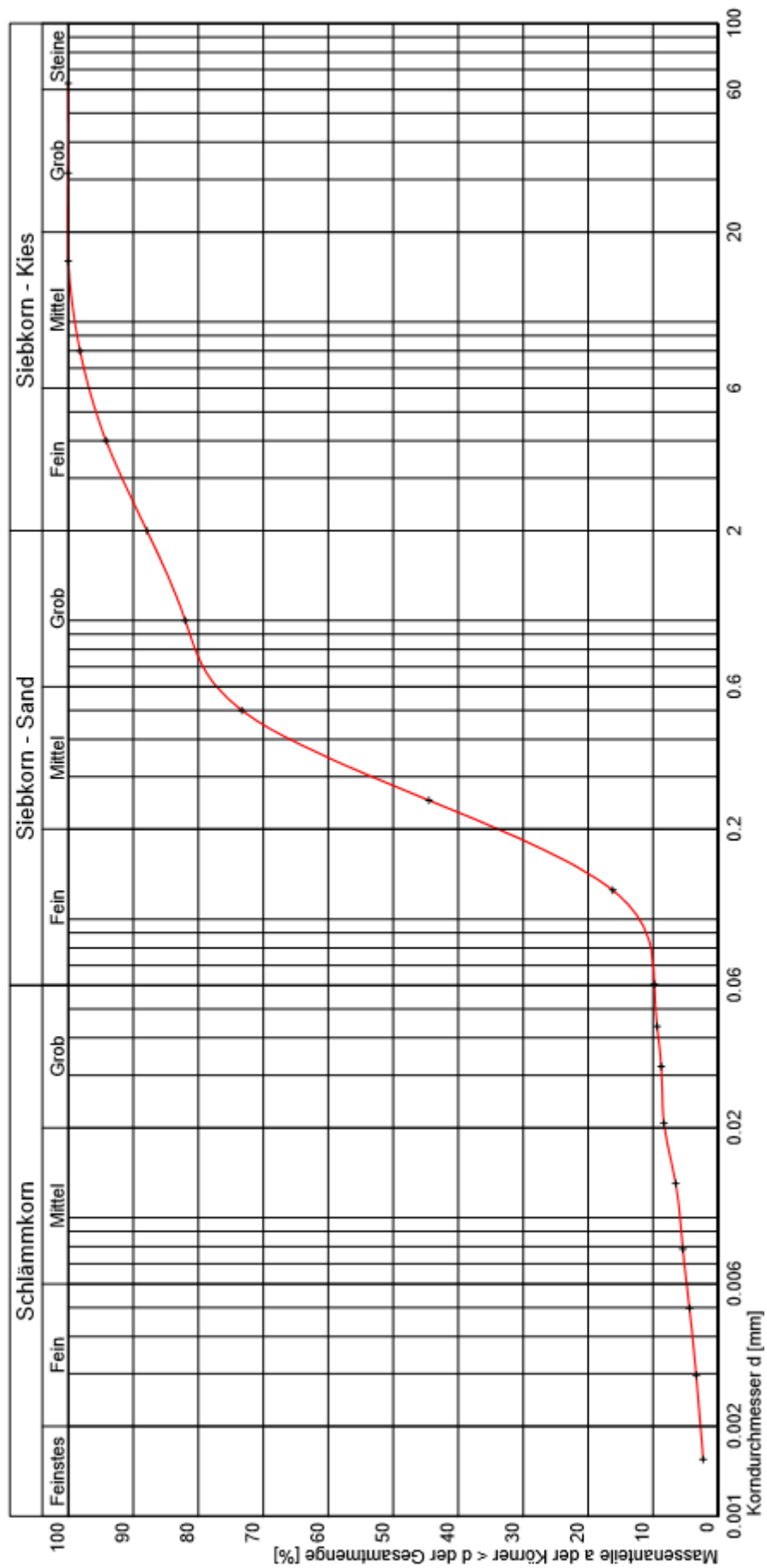
Proben-ID	Probenbezeichnung	Probentiefe	Bemerkung	durchgeführte Versuche
GP 01.01	Obere Schicht	0,0 – 0,2 m	Regen	
GP 01.02	Obere Schicht	0,0 – 0,2 m	Regen	Nat. Wassergehalt, Glühverlust, Rahmenscherversuch, Zustandsgrenzen, Kornverteilung, Glühverlust
UP 01.03	Obere Schicht	0,0 – 0,15 m	Stutzen, Regen	Durchlässigkeit
GP 01.04	Obere Schicht	0,2 m	Regen	Glühverlust, Wassergehalt
GP 01.05	Geokunststoff	ca. 0,2 m	Regen, kein Bodenmaterial	
GP 01.06	Wühltierschutz	0,2 m +	Regen	Glühverlust, Wassergehalt, Kornverteilung
UP 02.01	Obere Schicht	0,0 – 0,15m	Stutzen	Durchlässigkeit
GP 02.02	Obere Schicht	0,0 – 0,2 m	zusätzliche GP mit Grasnarbe	Nat. Wassergehalt, Rahmenscherversuch, Zustandsgrenzen, Kornverteilung, Glühverlust
GP 02.03	2 Geokunststoffe	ca. 0,3 m	Kein Bodenmaterial	
GP 02.04	Direkt vor Geotextil	0,2 – 0,3 m		Glühverlust, Wassergehalt
GP 02.05	Wühltierschutz	0,3 – 0,4 m	Bauschutt	Glühverlust, Wassergehalt, Kornverteilung
GP 02.06	Obere Schicht	0,0 – 0,3 m		Proctor-Versuch
GP 03.01a	Obere Schicht	0,0 – 0,2 m		Nat. Wassergehalt, Rahmenscherversuch, Zustandsgrenzen, Kornverteilung, Glühverlust
GP 03.01b	Obere Schicht	0,0 – 0,2 m		
UP 03.02	Obere Schicht	0,0 – 0,2 m	Stutzen	Durchlässigkeit
GP 03.03	Obere Schicht	0,0 – 0,15 m		-
GP 03.03	Obere Schicht	0,4 – 0,45 m	Regen	

b. Korngrößenverteilung

Gestörte Probe des Oberbodens

Korngröße	GP 01.02		
	Rückstände		Durchgangssumme
16,00 mm	0,00 g	0,00%	100,00%
8,00 mm	17,37 g	2,06%	100,00%
4,00 mm	37,55 g	4,46%	97,94%
2,00 mm	59,05 g	7,01%	93,48%
1,00 mm	55,87 g	6,63%	86,47%
0,50 mm	81,71 g	9,70%	79,83%
0,40 mm	49,70 g	5,90%	70,13%
0,25 mm	222,67 g	26,44%	64,23%
0,13 mm	266,26 g	31,62%	37,78%
0,04 mm	45,84 g	5,44%	6,17%
0,00 mm	6,08 g	0,72%	0,72%
feuchte Probe	2.039,18 g		
trockene Probe	1.661,34 g		
Behältermasse	819,08 g		
Trockenmasse	842,26 g		
Wassergehalt	22,74%		
Masse des Wassers	463,77 g		
Anteil > 0,04 mm	836,02 g		
Feinanteil	739,39 g		
	46,93%		
Summe	842,10 g	100%	Verlust: 0,16 g

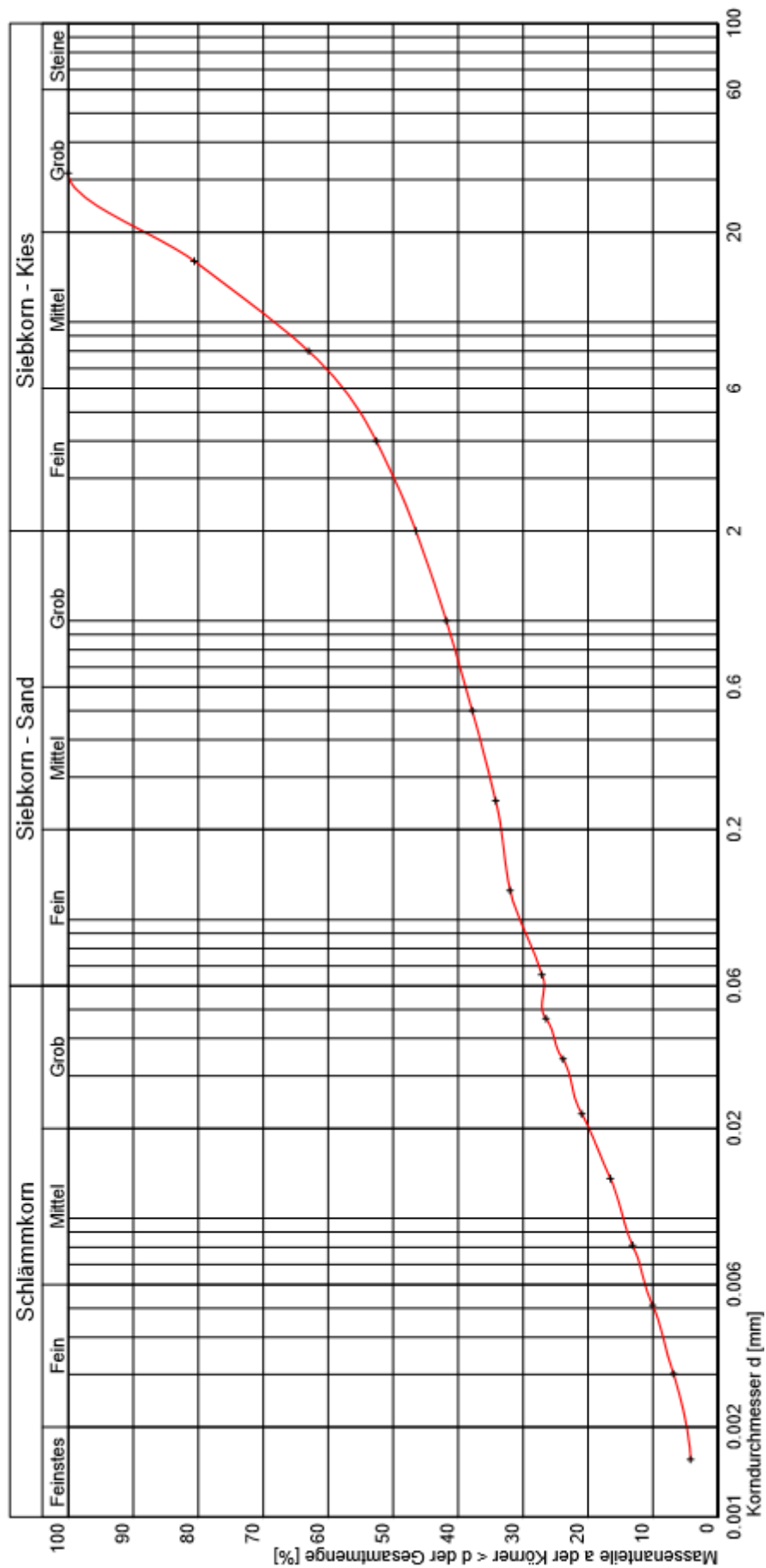
Uhrzeit	Zeitspanne t [s]	ρ' [g/cm ³]	$R' = (\rho' - 1) \cdot 10^3$ [g]	R = R' + C _m [g]	d [mm]	T [°C]	η [Ns/m ²]	ρ_w [g/cm ³]	C _T [g]	R + C _T [g]	a [%]	m _d [g]	ρ_s [g/cm ³]
1.2	08:15	1025,5	25,5	26,6	0,193	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	4,608085	14,72	50,89	2,5977
	08:16	1024,4	24,4	25,5	0,137	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	4,498085	8,84	50,89	2,5977
	08:17	1022,6	22,6	23,7	0,097	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	4,318085	8,49	50,89	2,5977
	08:20	1021,5	21,5	22,6	0,061	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	4,208085	8,27	50,89	2,5977
	08:45	1016,5	16,5	17,6	0,035	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,708085	7,29	50,89	2,5977
	09:00	1013,5	13,5	14,6	0,020	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,408085	6,70	50,89	2,5977
	10:15	1010,6	10,6	11,7	0,012	22,00	9,63E-04	9,98E-01	19,9794	3,16794	6,23	50,89	2,5977
	14:15	1007,6	7,6	8,7	0,007	22,60	9,50E-04	9,98E-01	20,57766	2,927766	5,75	50,89	2,5977
	08:15	1004,9	4,9	6	0,004	21,5	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	2,548085	5,01	50,89	2,5977



Gestörte Probe des Wühltierschutzes

Korngröße	GP 1.6		
	Rückstände		Durchgangssumme
16,00 mm	366,20 g	27,60%	100,00%
8,00 mm	331,54 g	24,99%	72,40%
4,00 mm	197,20 g	14,86%	47,41%
2,00 mm	115,15 g	8,68%	32,55%
1,00 mm	88,25 g	6,65%	23,87%
0,50 mm	77,11 g	5,81%	17,22%
0,25 mm	66,45 g	5,01%	11,41%
0,13 mm	41,69 g	3,14%	6,40%
0,04 mm	36,00 g	2,71%	3,26%
0,00 mm	7,26 g	0,55%	0,55%
feuchte Probe	2.056,20 g		
trockene Probe	1.888,30 g		
Behältermasse	561,65 g		
Trockenmasse	1.326,65 g		
Wassergehalt	7,24%		
Masse des Wassers	148,81 g		
Anteil > 0,04 mm	1.319,59 g		
Feinanteil	587,80 g		
	30,82%		
Summe	1.326,85 g	100%	Verlust: 0,20 g

Uhrzeit	Zeitspanne t [s]	ρ' [g/cm ³]	$R' = (\rho' - 1) \cdot 10^3$ [g]	R = R' + C _m [g]	d [mm]	T [°C]	η [Ns/m ²]	ρ_w [g/cm ³]	C _T [g]	R + C _T [g]	a [%]	m _d [g]	ρ_s [g/cm ³]
1.6	08:14	1020,3	20,3	21,3	0,193	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	4,068114	17,24	38,36	2,5977
	08:15	1019,8	19,8	20,8	0,137	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	4,018114	10,47	38,36	2,5977
	08:16	1017,7	17,7	18,7	0,097	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	3,808114	9,93	38,36	2,5977
	08:19	1015,4	15,4	16,4	0,061	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	3,578114	9,33	38,36	2,5977
	08:29	1011,9	11,9	12,9	0,035	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	3,228114	8,42	38,36	2,5977
	08:59	1009,2	9,2	10,2	0,020	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	2,958114	7,71	38,36	2,5977
	10:14	1006,7	6,7	7,7	0,012	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	2,718085	7,09	38,36	2,5977
	14:14	1004	4	5	0,007	22,25	9,58E-04	9,98E-01	20,228675	2,5228675	6,58	38,36	2,5977
	08:14	1002,1	2,1	3,1	0,004	21,25	9,80E-04	9,98E-01	19,231575	2,2331575	5,82	38,36	2,5977

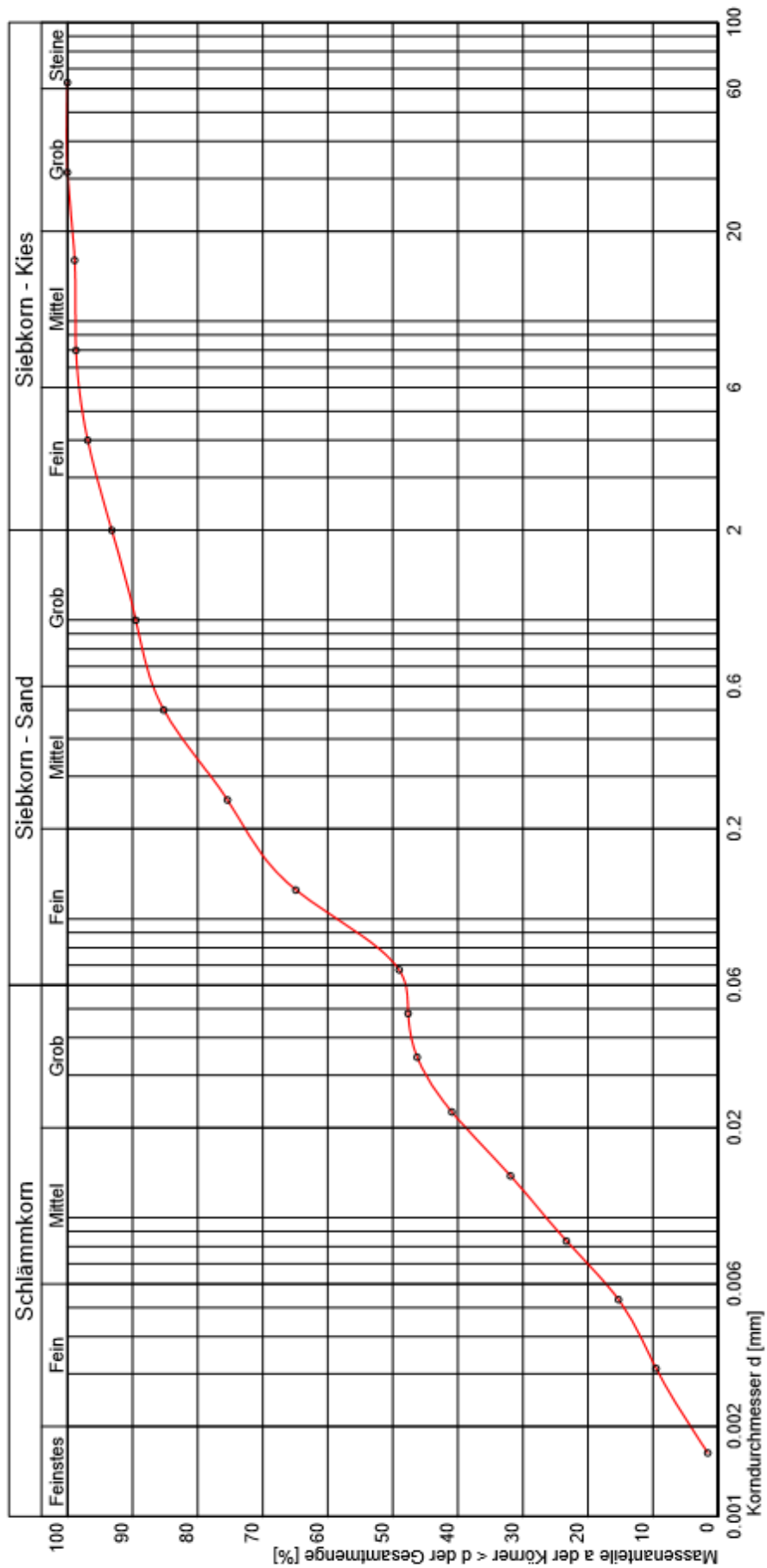


Gestörte Probe des Oberbodens

Korngröße	GP 02.02		
	Rückstände		Durchgangssumme
16,00 mm	35,86 g	2,51%	100,00%
8,00 mm	5,75 g	0,40%	97,49%
4,00 mm	58,70 g	4,11%	97,09%
2,00 mm	117,35 g	8,22%	92,98%
1,00 mm	118,88 g	8,32%	84,76%
0,50 mm	138,16 g	9,67%	76,44%
0,40 mm	61,54 g	4,31%	66,77%
0,25 mm	250,43 g	17,53%	62,46%
0,13 mm	338,81 g	23,72%	44,93%
0,04 mm	273,65 g	19,16%	21,21%
0,00 mm	29,30 g	2,05%	2,05%
feuchte Probe	5.506,60 g		
trockene Probe	2.783,35 g		
Behältermasse	1.355,17 g		
Trockenmasse	1.428,18 g		
Wassergehalt	22,83%		
Masse des Wassers	1.257,43 g		
Anteil > 0,04 mm	1.399,13 g		
Feinanteil	2.850,04 g		
	67,07%		
Summe	1.428,43 g	100%	Verlust: 0,25 g

Uhrzeit	Zeitspanne t [s]	ρ' [g/cm ³]	$R' = (\rho' - 1) \cdot 10^3$ [g]	R = R' + C _m [g]	d [mm]	T [°C]	η [Ns/m ²]	ρ_w [g/cm ³]	C _T [g]	R + C _T [g]	a [%]	m _d [g]	ρ_s [g/cm ³]
08:38	30	1020,2	20,2	21,2	0,192	21,90	9,66E-04	9,98E-01	19,87969	4,107969	16,91	39,5	2,5977
08:39	60	1019,6	19,6	20,6	0,136	21,90	9,66E-04	9,98E-01	19,87969	4,047969	10,25	39,5	2,5977
08:40	120	1019	19	20	0,096	21,90	9,66E-04	9,98E-01	19,87969	3,987969	10,10	39,5	2,5977
08:43	300	1016,7	16,7	17,7	0,061	21,90	9,66E-04	9,98E-01	19,87969	3,757969	9,51	39,5	2,5977
08:53	900	1012,8	12,8	13,8	0,035	21,90	9,66E-04	9,98E-01	19,87969	3,367969	8,53	39,5	2,5977
08:23	2700	1009,1	9,1	10,1	0,020	21,90	9,66E-04	9,98E-01	19,87969	2,997969	7,59	39,5	2,5977
10:42	7470	1005,6	5,6	6,6	0,012	22,10	9,61E-04	9,98E-01	20,07911	2,667911	6,75	39,5	2,5977
14:38	21600	1002,9	2,9	3,9	0,007	23,10	9,39E-04	9,98E-01	21,07621	2,497621	6,32	39,5	2,5977
08:38	86400	999,8	-0,2	0,8	0,004	22,5	9,52E-04	9,98E-01	20,47795	2,127795	5,39	39,5	2,5977

2.2

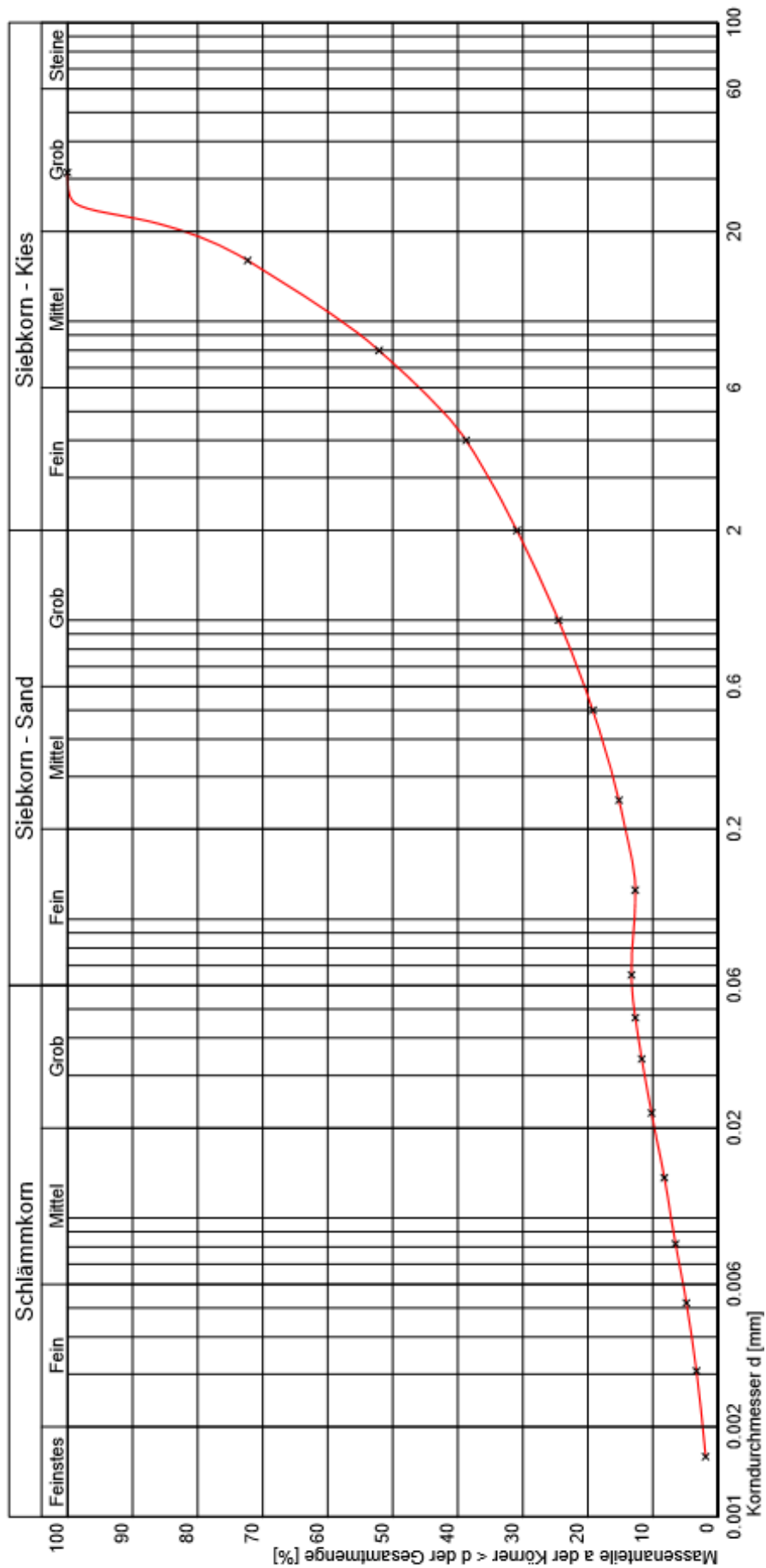


Gestörte Probe des Wühltierschutzes

Korngröße	GP 2.5		
	Rückstände		Durchgangssumme
16,00 mm	1.068,06 g	30,88%	100,00%
8,00 mm	779,06 g	22,52%	69,12%
4,00 mm	513,84 g	14,85%	46,60%
2,00 mm	303,67 g	8,78%	31,75%
1,00 mm	247,28 g	7,15%	22,97%
0,50 mm	202,27 g	5,85%	15,82%
0,25 mm	152,61 g	4,41%	9,98%
0,13 mm	97,75 g	2,83%	5,56%
0,04 mm	76,62 g	2,21%	2,74%
0,00 mm	18,09 g	0,52%	0,52%
feuchte Probe	4.268,70 g		
trockene Probe	3.854,37 g		
Behältermasse	395,41 g		
Trockenmasse	3.458,96 g		
Wassergehalt	4,15%		
Masse des Wassers	177,18 g		
Anteil > 0,04 mm	3.441,16 g		
Feinanteil	650,36 g		
	15,90%		
Summe	3.459,25 g	100%	Verlust: 0,29 g

Uhrzeit	Zeitspanne t [s]	ρ' [g/cm ³]	$R' = (\rho' - 1) \cdot 10^3$ [g]	R = R' + C _m [g]	d [mm]	T [°C]	η [Ns/m ²]	ρ_w [g/cm ³]	C _T [g]	R + C _T [g]	a [%]	m _d [g]	ρ_s [g/cm ³]
08:08	30	1022,2	22,2	23,2	0,193	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	4,258114	19,37	35,74	2,5977
08:09	60	1021,2	21,2	22,2	0,137	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	4,158114	11,63	35,74	2,5977
08:10	120	1019,5	19,5	20,5	0,097	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	3,988114	11,16	35,74	2,5977
08:13	300	1016,9	16,9	17,9	0,061	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	3,728114	10,43	35,74	2,5977
08:23	900	1013,5	13,5	14,5	0,035	21,40	9,77E-04	9,98E-01	19,38114	3,388114	9,48	35,74	2,5977
08:53	2700	1010,5	10,5	11,5	0,020	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,098085	8,67	35,74	2,5977
10:08	7200	1007,6	7,6	8,6	0,012	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	2,808085	7,86	35,74	2,5977
14:08	21600	1004,8	4,8	5,8	0,007	22,00	9,63E-04	9,98E-01	19,9794	2,57794	7,21	35,74	2,5977
08:08	86400	1002,5	2,5	3,5	0,004	21,25	9,80E-04	9,98E-01	19,231575	2,2731575	6,36	35,74	2,5977

2.5



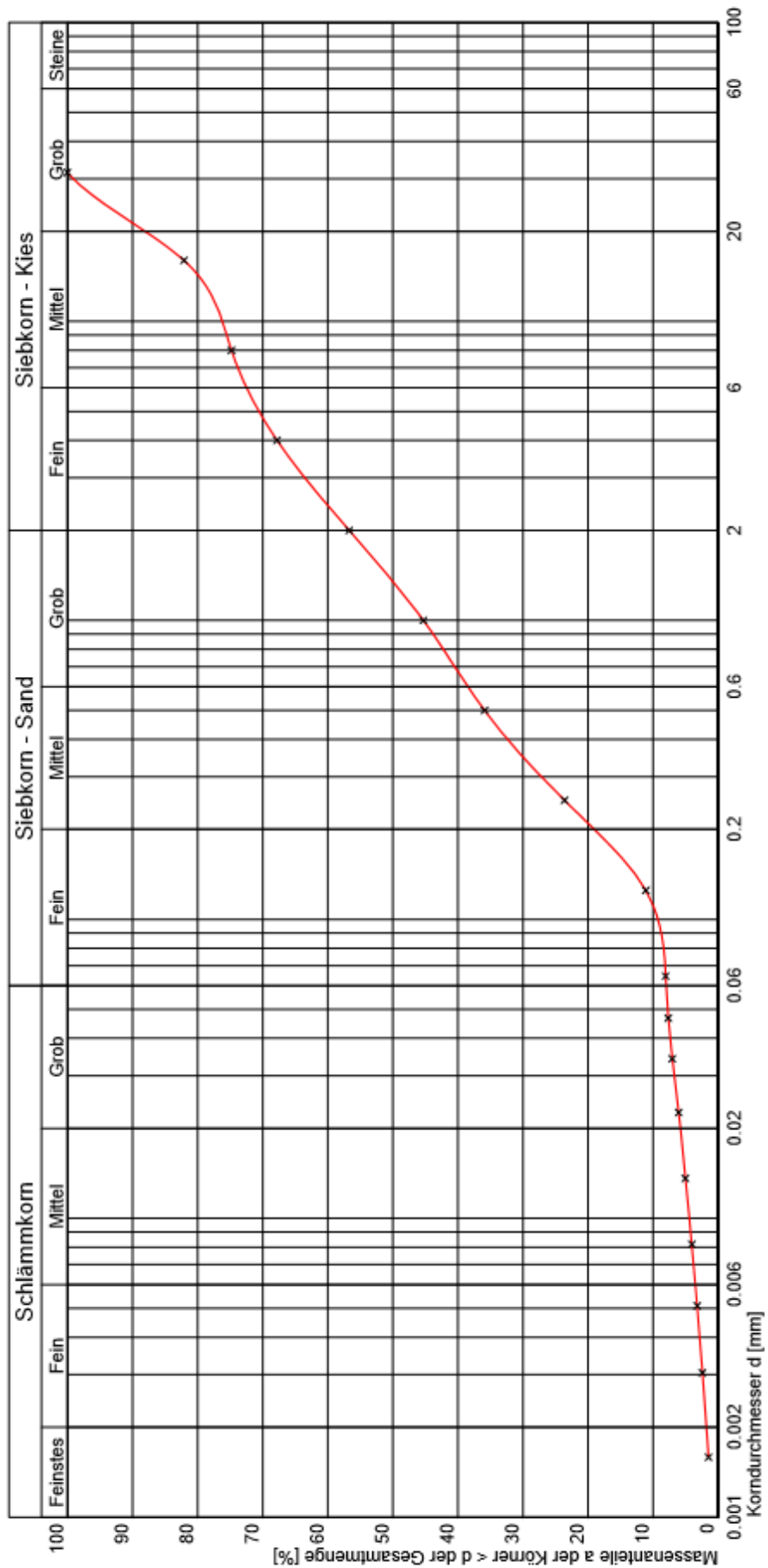
GP 02.05

Gestörte Probe des Oberbodens

Korngröße	GP 03.01a		
	Rückstände		Durchgangssumme
16,00 mm	185,13 g	19,65%	100,00%
8,00 mm	75,88 g	8,05%	80,35%
4,00 mm	72,58 g	7,70%	72,29%
2,00 mm	114,14 g	12,12%	64,59%
1,00 mm	118,15 g	12,54%	52,47%
0,50 mm	98,11 g	10,41%	39,93%
0,40 mm	27,61 g	2,93%	29,52%
0,25 mm	99,77 g	10,59%	26,58%
0,13 mm	128,87 g	13,68%	15,99%
0,04 mm	17,56 g	1,86%	2,31%
0,00 mm	4,24 g	0,45%	0,45%
feuchte Probe	2.154,95 g		
trockene Probe	1.749,82 g		
Behältermasse	807,97 g		
Trockenmasse	941,85 g		
Wassergehalt	23,15%		
Masse des Wassers	498,92 g		
Anteil > 0,04 mm	937,80 g		
Feinanteil	718,22 g		
	43,37%		
Summe	942,04 g	100%	Verlust: 0,19 g

Uhrzeit	Zeitspanne t [s]	ρ' [g/cm ³]	$R' = (\rho' - 1) \cdot 10^3$ [g]	$R = R' + C_m$ [g]	d [mm]	T [°C]	η [Ns/m ²]	ρ_w [g/cm ³]	C_T [g]	$R + C_T$ [g]	a [%]	m_d [g]	ρ_s [g/cm ³]
08:09	30	1022,3	22,3	23,4	0,193	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	4,288085	15,53	44,88	2,5977
08:10	60	1021,1	21,1	22,2	0,137	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	4,168085	9,29	44,88	2,5977
08:11	120	1019,3	19,3	20,4	0,097	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,988085	8,89	44,88	2,5977
08:14	300	1016,4	16,4	17,5	0,061	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,698085	8,24	44,88	2,5977
08:24	900	1013,4	13,4	14,5	0,035	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,398085	7,57	44,88	2,5977
08:54	2700	1010,5	10,5	11,6	0,020	21,50	9,75E-04	9,98E-01	19,48085	3,108085	6,93	44,88	2,5977
10:12	7470	1008	8	9,1	0,012	21,80	9,68E-04	9,98E-01	19,77998	2,887998	6,43	44,88	2,5977
14:09	21600	1005,5	5,5	6,6	0,007	22,50	9,52E-04	9,98E-01	20,47795	2,707795	6,03	44,88	2,5977
08:09	86400	1003	3	4,1	0,004	21,3	9,79E-04	9,98E-01	19,28143	2,338143	5,21	44,88	2,5977

3.1
A



GP 03.01a

c. Atterberg'sche Zustandsgrenzen

Bezeichnung der Probe		(Proben-Nr.)	1.2 Fließ 1	1.2 Fließ 2	1.2 Fließ 3	1.2 Fließ 4	1.2 Roll 5	1.2 Roll 6	1.2 Roll 7
Zahl der Schläge			35	17	21	15	-	-	-
Feuchte Probe + Behälter		m+m _B [g]	126,64 g	125,18 g	128,31 g	126,65 g	49,42 g	47,73 g	60,57 g
Trockene Probe + Behälter		m _d + m _B [g]	117,40 g	112,79 g	114,92 g	116,28 g	49,00 g	47,40 g	60,27 g
Behälter		m _B [g]	92,70 g	82,91 g	81,81 g	90,09 g	46,85 g	45,46 g	58,54 g
Wasser		m _w = m-m _d [g]	9,24 g	12,39 g	13,39 g	10,37 g	0,42 g	0,33 g	0,30 g
Trockene Probe		m _d [g]	24,70 g	29,88 g	33,11 g	26,19 g	2,15 g	1,94 g	1,73 g
Wassergehalt		m _w /(m _d x 100) [%]	37,409%	41,466%	40,441%	39,595%	19,535%	17,010%	17,341%
Datum			17.12.2014	17.12.2014	17.12.2014	17.12.2014	18.12.2014	18.12.2014	18.12.2014
Bemerkung									
Wasser - gemittelt		m _w [g]	y = -0,0016 N + 0,4321					35,00%	
Trockene Probe - gemittelt		m _d [g]	Fließgrenze liegt bei N = 25					194,00%	
Wassergehalt - gemittelt		[%]	39%					17,96%	
Zustandsgrenzen		[%]	Fließgrenze w _L		39,21%		Ausrollgrenze w _P		17,96%
natürlicher Wassergehalt		[%]					22,74%		
Plastizitätszahl		I _P = w _L - w _P [%]					21,25%		
Konsistenzzahl		I _C = w _L - w / I _P [-]					0,77		
Bodenart		Lage zur A-Linie:	14,0233		→		über der A-Linie		TM

Bezeichnung der Probe		(Proben-Nr.)	2.2 Fließ 1	2.2 Fließ 2	2.2 Fließ 3	2.2 Fließ 4	2.2 Roll 5	2.2 Roll 6	2.2 Roll 7	
Zahl der Schläge			26	40	19	22	-	-	-	
Feuchte Probe + Behälter		$m+m_B$ [g]	100,13 g	117,84 g	116,32 g	118,00 g	52,63 g	51,89 g	53,63 g	
Trockene Probe + Behälter		$m_d + m_B$ [g]	86,26 g	107,30 g	106,27 g	106,35 g	52,44 g	51,70 g	53,34 g	
Behälter		m_B [g]	55,89 g	82,40 g	84,48 g	81,28 g	51,48 g	50,73 g	52,00 g	
Wasser		$m_w = m - m_d$ [g]	13,87 g	10,54 g	10,05 g	11,65 g	0,19 g	0,19 g	0,29 g	
Trockene Probe		m_d [g]	30,37 g	24,90 g	21,79 g	25,07 g	0,96 g	0,97 g	1,34 g	
Wassergehalt		$m_w/(m_d \times 100)$ [%]	45,670%	42,329%	46,122%	46,470%	19,792%	19,588%	21,642%	
Datum			17.09.2014	17.09.2014	17.09.2014	17.09.2014	17.09.2014	17.09.2014	17.09.2014	
Bemerkung										
Wasser - gemittelt		m_w [g]	$y = -0,002 N + 0,5048$							22,33%
Trockene Probe - gemittelt		m_d [g]	Fließgrenze liegt bei $N = 25$							109,00%
Wassergehalt - gemittelt		[%]	45%							20,34%
Zustandsgrenzen		[%]	Fließgrenze w_L	45,48%	Ausrollgrenze w_p					20,34%
natürlicher Wassergehalt		[%]	20,46%							
Plastizitätszahl		$I_p = w_L - w_p$ [%]	25,14%							
Konsistenzzahl		$I_C = w_L - w / I_p$ [-]	1,00							
Bodenart		Lage zur A-Linie:	18,6004	→	über der A-Linie				TM	

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	3.1a Fließ 1	3.1a Fließ 2	3.1a Fließ 3	3.1a Fließ 4	3.1a Roll 5	3.1a Roll 6	3.1a Roll 7	
Zahl der Schläge		34	29	22	18	-	-	-	
Feuchte Probe + Behälter	m+m _B [g]	114,08 g	113,96 g	111,84 g	197,58 g	50,76 g	49,01 g	53,01 g	
Trockene Probe + Behälter	m _d + m _B [g]	103,77 g	104,19 g	101,88 g	184,66 g	50,25 g	48,48 g	52,49 g	
Behälter	m _B [g]	84,37 g	85,93 g	84,15 g	161,84 g	48,46 g	46,79 g	50,66 g	
Wasser	m _w = m-m _d [g]	10,31 g	9,77 g	9,96 g	12,92 g	0,51 g	0,53 g	0,52 g	
Trockene Probe	m _d [g]	19,40 g	18,26 g	17,73 g	22,82 g	1,79 g	1,69 g	1,83 g	
Wassergehalt	m _w /(m _d x 100) [%]	53,144%	53,505%	56,176%	56,617%	28,492%	31,361%	28,415%	
Datum		18.12.2014	18.12.2014	19.12.2014	20.12.2014	18.12.2014	18.12.2014	18.12.2014	
Bemerkung									
Wasser - gemittelt	m _w [g]	$y = -0,0024 N + 0,6112$							
Trockene Probe - gemittelt	m _d [g]	Fließgrenze liegt bei N = 25							
Wassergehalt - gemittelt	[%]	55%							
Zustandsgrenzen	[%]	Fließgrenze w _L	55,12%	Ausrollgrenze w _p					29,42%
natürlicher Wassergehalt	[%]	23,15%							
Plastizitätszahl	I _p = w _L - w _p [%]	25,70%							
Konsistenzzahl	I _c = w _L - w / I _p [-]	1,24							
Bodenart	Lage zur A-Linie:	25,6376	→	über der A-Linie				TA	

d. Wassergehalte

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	1.2 A	1.2 B	1.2 C
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	157,25	168,08	115,11
Trockene Probe + Behälter	$m_d + m_B$ [g]	143,09	152,56	103,34
Behälter	m_B [g]	81,64	82,43	52,29
Wasser	$m_w = m - m_d$ [g]	14,16	15,52	11,77
Trockene Probe	m_d [g]	61,45	70,13	51,05
Wassergehalt	$m_w/(m_d \times 100)$ [%]	23,04%	22,13%	23,06%
Datum		14.08.2014	14.08.2014	14.08.2014
Bemerkung		Wetter: Regen		
Wasser - gemittelt	m_w [g]	13,82		
Trockene Probe - gemittelt	m_d [g]	60,88		
Wassergehalt - gemittelt	[%]	22,74%		

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	2.2 A	2.2 B	2.2 C
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	135,06	151,75	99,15
Trockene Probe + Behälter	$m_d + m_B$ [g]	125,07	139,25	91,09
Behälter	m_B [g]	81,27	84,47	55,86
Wasser	$m_w = m - m_d$ [g]	9,99	12,5	8,06
Trockene Probe	m_d [g]	43,8	54,78	35,23
Wassergehalt	$m_w/(m_d \times 100)$ [%]	22,81%	22,82%	22,88%
Datum		14.08.2014	14.08.2014	14.08.2014
Bemerkung		Wetter: Trocken		
Wasser - gemittelt	m_w [g]	10,18		
Trockene Probe - gemittelt	m_d [g]	44,60		
Wassergehalt - gemittelt	[%]	22,83%		

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	3.1b A	3.1b B	3.1b C
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	197,03	208,94	211,28
Trockene Probe + Behälter	$m_d + m_B$ [g]	189,06	198,3	202,16
Behälter	m_B [g]	152,73	155,57	161,84
Wasser	$m_w = m - m_d$ [g]	7,97	10,64	9,12
Trockene Probe	m_d [g]	36,33	42,73	40,32
Wassergehalt	$m_w/(m_d \times 100)$ [%]	21,94%	24,90%	22,62%
Datum		14.08.2014	14.08.2014	14.08.2014
Bemerkung		Wetter: Trocken		
Wasser - gemittelt	m_w [g]	9,24		
Trockene Probe - gemittelt	m_d [g]	39,79		
Wassergehalt - gemittelt	[%]	23,15%		

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	1.5 GVT	3.2 GVT	3.6 GVT	3.4 GVT	1.4 GVT
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	607,77	411,62	316,70	415,82	468,00
Trockene Probe + Behälter	$m_d + m_B$ [g]	597,20	402,41	306,08	388,67	441,77
Behälter	m_B [g]	342,54	288,09	159,34	265,19	313,39
Wasser	$m_w = m - m_d$ [g]	10,57	9,21	10,62	27,15	26,23
Trockene Probe	m_d [g]	254,66	114,32	146,74	123,48	128,38
Wassergehalt	$m_w/(m_d \times 100)$ [%]	4,15%	8,06%	7,24%	21,99%	20,43%
Datum		26.08.14	27.08.14	28.08.14	29.08.14	30.08.14
Bemerkung		Trocken	Regen	Regen	Regen	Trocken
Wasser - gemittelt	m_w [g]	10,57	9,21	10,62	27,15	26,23
Trockene Probe - gemittelt	m_d [g]	254,66	114,32	146,74	123,48	128,38
Wassergehalt - gemittelt	[%]	4,15%	8,06%	7,24%	21,99%	20,43%

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	1.2 GVT A	1.2 GVT B	1.2 GVT C
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	245,72	241,33	256,58
Trockene Probe + Behälter	$m_d + m_B$ [g]	230,09	225,87	240,99
Behälter	m_B [g]	155,04	149,11	164,61
Wasser	$m_w = m - m_d$ [g]	15,63	15,46	15,59
Trockene Probe	m_d [g]	75,05	76,76	76,38
Wassergehalt	$m_w/(m_d \times 100)$ [%]	20,83%	20,14%	20,41%
Datum		17.09.2014	17.09.2014	17.09.2014
Bemerkung		0,08 - 0,12 m	0,04 - 0,08 m	0,0 - 0,04 m
Wasser - gemittelt	m_w [g]	15,63	15,46	15,59
Trockene Probe - gemittelt	m_d [g]	75,05	76,76	76,38
Wassergehalt - gemittelt	[%]	20,83%	20,14%	20,41%

e. Glühverluste

Bezeichnung der Probe (Proben-Nr.)	2.5 GVT A	2.5 GVT B	1.2 GVT A	1.2 GVT B	1.2 GVT C
ungeglühte Probe + Behälter $m_d + m_B$ [g]	213,69 g	214,29 g	47,43 g	54,37 g	50,06 g
geglühte Probe + Behälter $m_{gl} + m_B$ [g]	212,65 g	213,58 g	45,62 g	43,67 g	48,33 g
Behälter m_B [g]	81,95 g	90,84 g	24,23 g	23,57 g	28,22 g
Masseverlust Δm_{gl} [g]	1,04 g	0,71 g	1,81 g	10,70 g	1,73 g
Trockenmasse vor dem Glühen m_d [g]	131,74 g	123,45 g	23,20 g	30,80 g	21,84 g
Glühverlust $V_{gl} = \Delta m_{gl}/m_d$ [%]	0,79%	0,58%	7,80%	34,74%	7,92%
Bemerkung					
Glühverlust - gemittelt V_{gl} [%]	0,68%		16,82%		

Bezeichnung der Probe (Proben-Nr.)	1.6 GVT A	1.6 GVT B	1.4 GVT A	1.4 GVT B	1.4 GVT C
ungeglühte Probe + Behälter $m_d + m_B$ [g]	163,41 g	162,17 g	53,16 g	62,28 g	53,20 g
geglühte Probe + Behälter $m_{gl} + m_B$ [g]	162,34 g	161,21 g	52,06 g	60,89 g	52,21 g
Behälter m_B [g]	89,77 g	88,45 g	30,82 g	33,35 g	34,20 g
Masseverlust Δm_{gl} [g]	1,07 g	0,96 g	1,10 g	1,39 g	0,99 g
Trockenmasse vor dem Glühen m_d [g]	73,64 g	73,72 g	22,34 g	28,93 g	19,00 g
Glühverlust $V_{gl} = \Delta m_{gl}/m_d$ [%]	1,45%	1,30%	4,92%	4,80%	5,21%
Bemerkung					
Glühverlust - gemittelt V_{gl} [%]	1,38%		4,98%		

Bezeichnung der Probe (Proben-Nr.)	2.4 GVT A	2.4 GVT B	2.4 GVT C
ungeglühte Probe + Behälter $m_d + m_B$ [g]	54,05 g	56,95 g	58,13 g
geglühte Probe + Behälter $m_{gl} + m_B$ [g]	52,68 g	55,45 g	56,71 g
Behälter m_B [g]	26,24 g	27,26 g	31,02 g
Masseverlust Δm_{gl} [g]	1,37 g	1,50 g	1,42 g
Trockenmasse vor dem Glühen m_d [g]	27,81 g	29,69 g	27,11 g
Glühverlust $V_{gl} = \Delta m_{gl}/m_d$ [%]	4,93%	5,05%	5,24%
Bemerkung			
Glühverlust - gemittelt V_{gl} [%]	5,07%		

Rote Schrift: ungewöhnliche Werte → Ausreißer

Bezeichnung der Probe	2.2 GVT A 13	2.2 GVT A 14	2.2 GVT A 15	2.2 GVT B A	2.2 GVT B B	2.2 GVT B 8	2.2 GVT C 3	2.2 GVT C G2 2	2.2 GVT C G2 3
ungeglühte Probe + Behälter	45,04	43,41	42,79	53,85	51,38	56,70	46,74	53,05	53,65
geglühte Probe + Behälter	43,61	42,09	41,33	52,56	49,88	55,20	45,11	51,54	52,11
Behälter	22,02	22,17	19,86	33,51	28,16	33,56	23,12	31,44	32,06
Masseverlust	1,43	1,32	1,46	1,29	1,50	1,50	1,63	1,51	1,54
Trockenmasse vor dem Glühen	23,02	21,24	22,93	20,34	23,22	23,14	23,62	21,61	21,59
Glühverlust	6,21	6,21	6,37	6,34	6,46	6,48	6,90	6,99	7,13
Bemerkung	0,08 - 0,12 m			0,04 - 0,08 m			0,0 - 0,04 m		
Glühverlust - gemittelt	6,26%			6,43%			7,01%		
	6,57%								

Bezeichnung der Probe	3.1a A GVT 21kl	3.1a A GVT 22kl	3.1a A GVT 23kl	3.1a B GVT ↵	3.1a B GVT ↻	3.1a B GVT ○	3.1a C GVT 9.	3.1a C GVT 22	3.1a C GVT 23
ungeglühte Probe + Behälter	51,06	48,62	48,28	49,55	53,67	45,32	52,31	49,67	59,66
geglühte Probe + Behälter	48,95	45,73	46,30	47,58	51,35	43,63	50,86	47,88	57,68
Behälter	32,20	22,04	21,73	22,63	23,13	22,95	31,77	25,40	32,80
Masseverlust	2,11	2,89	1,98	1,97	2,32	1,69	1,45	1,79	1,98
Trockenmasse vor dem Glühen	18,86	26,58	26,55	26,92	30,54	22,37	20,54	24,27	26,86
Glühverlust	11,19	10,87	7,46	7,32	7,60	7,55	7,06	7,38	7,37
Bemerkung	0,0 - 0,05 m			0,05 - 0,1 m			0,1 - 0,15 m		
Glühverlust - gemittelt	9,84%			7,49%			7,27%		
	8,20%								

Bezeichnung der Probe	1.1 1 GVT 10	1.1 1 GVT 11	1.1 1 GVT 12	1.1 2 GVT 24	1.1 2 GVT 25	1.1 2 GVT 26	1.2 3 GVT I	1.2 3 GVT III	1.2 3 GVT IV
ungeglühte Probe + Behälter	48,30	51,67	46,16	49,77	47,72	48,69	51,55	54,98	54,02
geglühte Probe + Behälter	47,17	50,49	44,98	48,61	46,65	47,53	50,61	53,03	53,01
Behälter	23,36	24,32	19,56	26,16	25,71	25,62	31,31	33,67	32,39
Masseverlust	1,13	1,18	1,18	1,16	1,07	1,16	0,94	1,95	1,01
Trockenmasse vor dem Glühen	24,94	27,35	26,60	23,61	22,01	23,07	20,24	21,31	21,63
Glühverlust	4,53	4,31	4,44	4,91	4,86	5,03	4,64	9,15	4,67
Bemerkung	0,1 - 0,15 m			0,05 - 0,1 m			0,0 - 0,05 m		
Glühverlust - gemittelt	4,43%			4,93%			6,15%		
	5,17%								

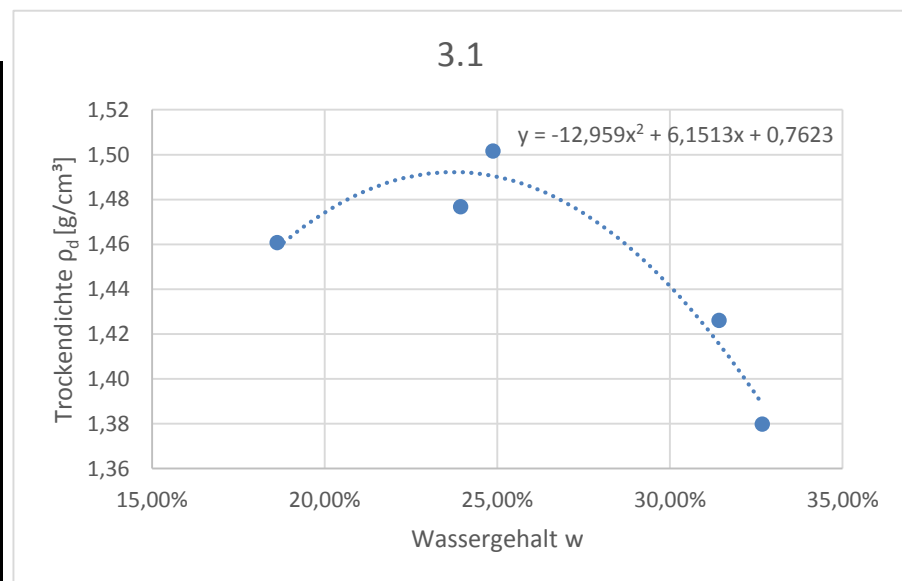
f. Korndichten

Bezeichnung der Probe	(Proben-Nr.)	2.2 (72)	2.2 (2)	2.2 (41)	3.1 (8)	3.1 (-1-)	3.1 (66)	1.2 (4)	1.2 (8)	1.2 (48)
Pyknometer + Boden	$m_1 = m_p + m_d$ [g]	66,7848	66,9317	70,8546	59,893	75,0248	59,2644	64,4968	73,6866	71,4564
Pyknometer + Boden + Wasser	$m_2 = m_p + m_d + m_{wT}$ [g]	159,5805	158,8329	161,9976	151,0876	164,354	150,2137	156,1188	163,0551	163,0691
Pyknometermasse	m_p [g]	46,4450	46,5632	46,2148	37,9503	48,0638	36,7561	44,1548	47,7732	46,9849
Masse des Wassers	$m_{wT} = m_2 - m_1$ [g]	92,7957	91,9012	91,143	91,1946	89,3292	90,9493	91,622	89,3685	91,6127
Temperatur des Wassers	T [°C]	23,6	23,8	23,9	23,9	23,8	24	24	23,8	24
Dichte des Wassers bei T	ρ_{wT} [g/cm³]	0,99742	0,99737	0,99735	0,99735	0,99737	0,99732	0,99737	0,99737	0,99737
Volumen des Wassers	$V_{wT} = m_{wT} / \rho_{wT}$ [cm³]	93,0357	92,1435	91,3852	91,4369	89,5648	91,1937	91,8636	89,6042	91,8543
Volumen Pyknometer (cal.)	V_{pT} [cm³]	100,894	99,9147	100,904	99,9	99,9442	99,8822	99,763	99,4011	101,337
Volumen Körner	$V_k = V_{pT} - V_{wT}$ [cm³]	7,8583	7,7712	9,5188	8,4631	10,3794	8,6885	7,8994	9,7969	9,4827
Masse der Körner	$m_d = m_1 - m_p$ [g]	20,3398	20,3685	24,6398	21,9427	26,9610	22,5083	20,3420	25,9134	24,4715
Korndichte	ρ_s [g/cm³]	2,5883	2,6210	2,5885	2,5928	2,5975	2,5906	2,5751	2,6451	2,5806
Mittelwert Korndichte	ρ_s [g/cm³]	2,5993			2,5936			2,6003		

Mittelwert 2,5977
Standardabweichung 0,00359

g. Proctordichten

	3.1b 1	3.1b 2	3.1b 3	3.1b 4	3.1b 5
$m+m_z$ [g]	5771,26	9892,00	9890,00	9794,00	9577,00
m_z [g]	1728,00	5749,74	5749,74	5750,00	5749,20
m [g]	4043,26	4142,26	4140,26	4044,00	3827,80
d_1 [cm]	15	15	15	15	15
h_1 [cm]	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
V [cm ³]	2208,93	2208,93	2208,93	2208,93	2208,93
$\rho = m/V$ [g/cm ³]	1,830414	1,875232	1,874326	1,830749	1,732873
$m+m_B$ [g]	135,15	140,15	133,61	167,79	159,01
m_d+m_B [g]	129,12	131,75	121,99	153,27	149,56
m_B [g]	103,93	97,99	85,01	108,83	98,82
m_w [g]	6,03	8,4	11,62	14,52	9,45
m_d [g]	25,19	33,76	36,98	44,44	50,74
$w = m_w/m_d$ [-]	23,94%	24,88%	31,42%	32,67%	18,62%
$\rho_d = \rho/(1+w)$ [g/cm ³]	1,476878	1,501609	1,426185	1,379893	1,460807



$$\rho = -12,959 w^2 + 6,1513w + 0,7623$$

$$\rho' = -25,918w + 6,1513$$

$$a = -12,959$$

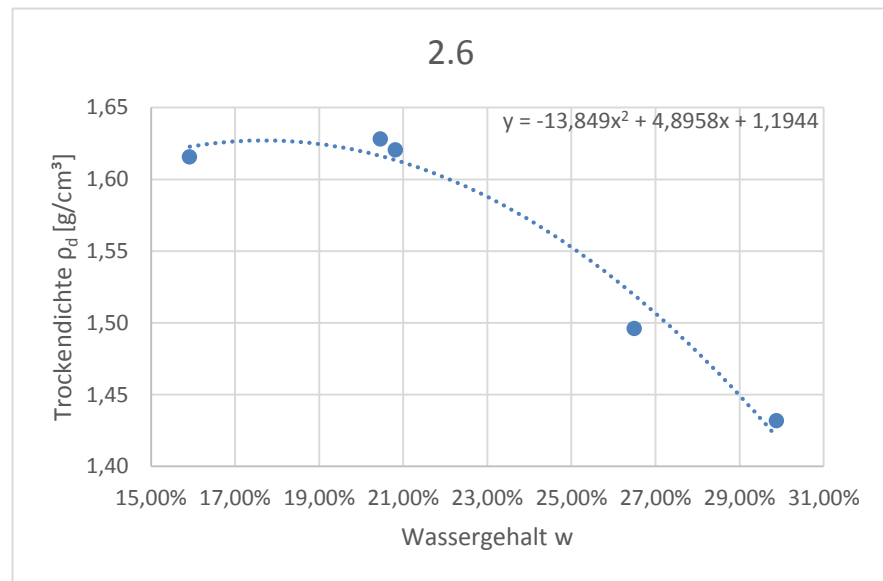
$$b = 6,1513$$

$$c = 0,7623$$

$$\rho_d' = 0 \rightarrow w_{pr} = 23,73\%$$

$$\rho_{pr} \text{ [g/cm}^3\text{]} = 1,492266$$

	2.1b 1	2.1b 2	2.1b 3	2.1b 4	2.1b 5
$m+m_z$ [g]	7578,00	4155,60	4124,60	4137,20	4220,00
m_z [g]	5732,60	2371,80	2371,80	2372,00	2371,60
m [g]	1845,40	1783,80	1752,80	1765,20	1848,40
d_1 [cm]	10	10	10	10	10
h_1 [cm]	12	12	12	12	12
V [cm ³]	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48
$\rho = m/V$ [g/cm ³]	1,958030	1,892671	1,859779	1,872935	1,961213
$m+m_B$ [g]	194,25	132,59	139,27	144,44	457,58
m_d+m_B [g]	186,97	122,18	127,42	136,49	441,74
m_B [g]	151,99	82,89	87,76	86,55	364,31
m_w [g]	7,28	10,41	11,85	7,95	15,84
m_d [g]	34,98	39,29	39,66	49,94	77,43
$w = m_w/m_d$ [-]	20,81%	26,50%	29,88%	15,92%	20,46%
$\rho_d = \rho/(1+w)$ [g/cm ³]	1,620726	1,496238	1,431932	1,615726	1,628141



$$\rho = -13,849 w^2 + 4,8958 w + 1,1944$$

$$\rho' = -27,698 w + 4,8958$$

$$a = -13,849$$

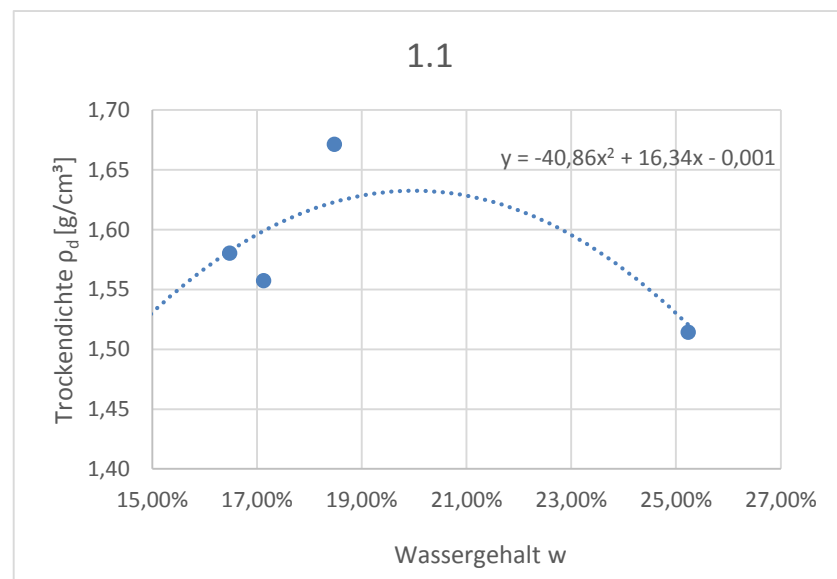
$$b = 4,8958$$

$$c = 1,1944$$

$$\rho_d' = 0 \rightarrow w_{pr} = 17,68\%$$

$$\rho_{pr} \text{ [g/cm}^3\text{]} = 1,627082$$

	1.1b 1	.1b 2	1.1b 3	1.1b 4	-
$m+m_z$ [g]	4159,60	4090,60	4106,00	4238,20	-
m_z [g]	2372,20	2371,40	2371,00	2371,80	-
m [g]	1787,40	1719,20	1735,00	1866,40	-
d_1 [cm]	10	10	10	10	-
h_1 [cm]	12	12	12	12	-
V [cm ³]	942,48	942,48	942,48	942,48	-
$\rho = m/V$ [g/cm ³]	1,896490	1,824128	1,840892	1,980312	-
$m+m_B$ [g]	144,12	143,37	178,83	231,79	-
m_d+m_B [g]	133,68	134,67	171,46	219,9	-
m_B [g]	92,31	83,88	126,74	155,57	-
m_w [g]	10,44	8,7	7,37	11,89	-
m_d [g]	41,37	50,79	44,72	64,33	-
$w = m_w/m_d$ [-]	25,24%	17,13%	16,48%	18,48%	-
$\rho_d = \rho/(1+w)$ [g/cm ³]	1,514337	1,557362	1,580432	1,671392	-



$$\rho = -40,86 w^2 + 16,34w + -0,001$$

$$\rho' = -81,72w + 16,34$$

$$a = -40,86$$

$$b = 16,34$$

$$c = -1,00E-3$$

$$\rho_d' = 0 \rightarrow w_{pr} = 20,00\%$$

$$\rho_{pr} \text{ [g/cm}^3\text{]} = 1,632600$$

h. Wasserdurchlässigkeit

Probenhöhe	12 cm
Probendurchmesser	10 cm
Querschnitt der Probe	78,54 cm ²
Höhe der Wassersäule	24 cm
Hydraulisches Gefälle	2

Versuchsnummer		UP 1.1						
Teilversuch		1	2	3	4	5	6	7
Einbaugewicht [g]	m + m _{st}	2038,82						
Gewicht Stutzen [g]	m _{st}	563,07						
Einbaugewicht Boden [g]	m	1475,75						
Nassgewicht [g]	m _R + m _{st} + m _s	2494,94						
Gewicht Schale [g]	m _s	356,8						
Nassgewicht Boden [g]	m _R	1575,07						
Trockengewicht [g]	m _d + m _{st} + m _s	2202,3						
Trockengewicht [g]	m _d	1282,43						
Einbauwassergehalt [%]	w	15%						
Dichte [g/cm ³]	ρ							
Trockendichte [g/cm ³]	ρ _d							
Datum		01.09.2014						
Zeit [min]	t	10	10	11	10	10	10	10
Zeit [s]		600	600	660	600	600	600	600
Durchflussmenge [cm ³]	V	144,94	129,22	141,94	117,73	107,48	144,94	129,22
Auslauftemperatur [°C]	T	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25
k _T [cm/s]	k _T	1,54E-03	1,37E-03	1,37E-03	1,25E-03	1,14E-03	1,54E-03	1,37E-03
k _T [m/s]		1,54E-05	1,37E-05	1,37E-05	1,25E-05	1,14E-05	1,54E-05	1,37E-05
k ₁₀ [m/s]	k ₁₀	1,12E-05	1,00E-05	1,00E-05	9,13E-06	8,34E-06	1,12E-05	1,00E-05
Mittelwert k ₁₀ [m/s]	k _{10,mittel}	9,75E-06						

Versuch mit konstantem Wasserdruck

Probenhöhe	12 cm
Probendurchmesser	10 cm
Querschnitt der Probe	78,54 cm ²
Höhe der Wassersäule	24 cm
Hydraulisches Gefälle	2

Versuchsnummer	UP 2.1						
Teilversuch	1	2	3	4	5	6	7
Einbaugewicht [g] $m + m_{st}$	2082,45						
Gewicht Stutzen [g] m_{st}	555,55						
Einbaugewicht Boden [g] m	1526,90						
Nassgewicht [g] $m_R + m_{st} + m_s$	2455,14						
Gewicht Schale [g] m_s	357,68						
Nassgewicht Boden [g] m_R	1541,91						
Trockengewicht [g] $m_d + m_{st} + m_s$	2156,28						
Trockengewicht [g] m_d	1243,05						
Einbauwassergehalt [%] w	22,83%						
Dichte [g/cm ³] ρ							
Trockendichte [g/cm ³] ρ_d							
Datum	01.09.2014						
Zeit [min] t	10	10	10	10	10	10	10
Zeit [s]	600	600	600	600	600	600	600
Durchflussmenge [cm ³] V	234,01	189,47	176,67	171,14	160,95	134,14	139,37
Auslauftemperatur [°C] T	22	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25
k_T [cm/s] k_T	2,48E-03	2,01E-03	1,87E-03	1,82E-03	1,71E-03	1,42E-03	1,48E-03
k_T [m/s]	2,48E-05	2,01E-05	1,87E-05	1,82E-05	1,71E-05	1,42E-05	1,48E-05
k_{10} [m/s] k_{10}	1,83E-05	1,47E-05	1,37E-05	1,33E-05	1,25E-05	1,04E-05	1,08E-05
Mittelwert k_{10} [m/s] $k_{10, mittel}$	1,21E-05						

Versuch mit konstantem Wasserdruck

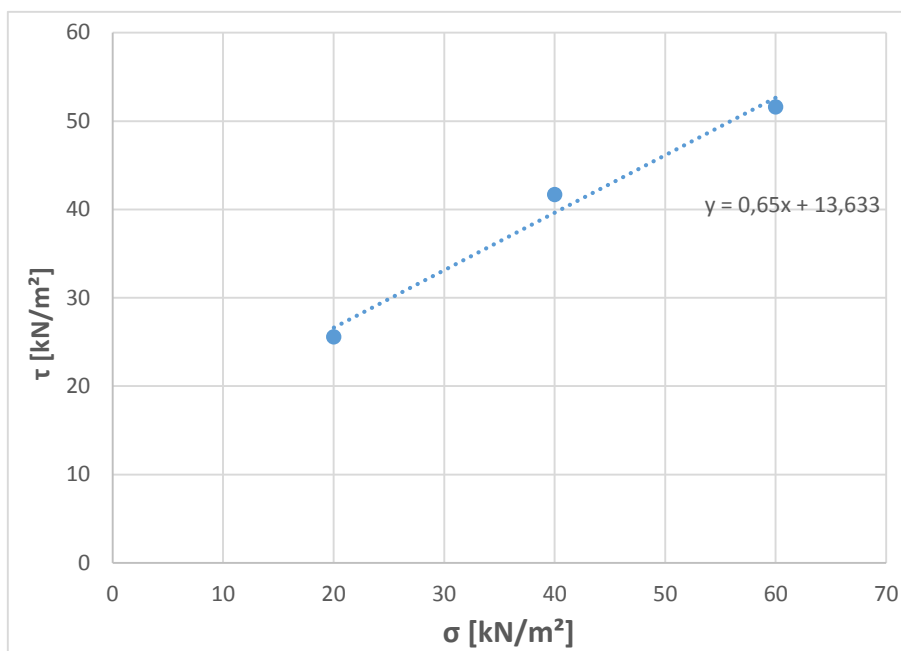
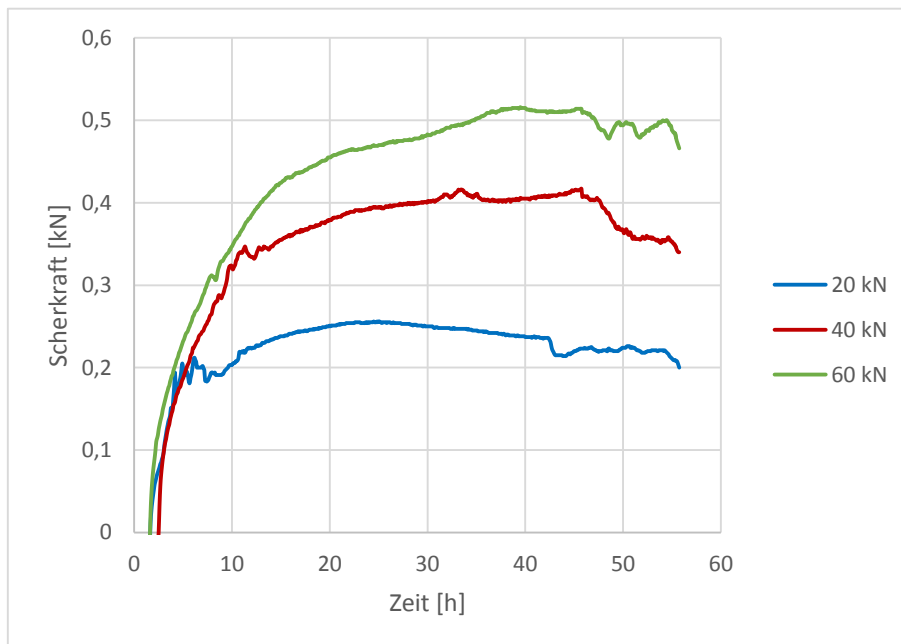
Probenhöhe	12 cm
Probendurchmesser	10 cm
Querschnitt der Probe	78,54 cm ²
Höhe der Wassersäule	24 cm
Hydraulisches Gefälle	2

Versuchsnummer	UP 3.2						
Teilversuch	1	2	3	4	5	6	7
Einbaugewicht [g] $m + m_{st}$	1959,72						
Gewicht Stutzen [g] m_{st}	555,07						
Einbaugewicht Boden [g] m	1404,65						
Nassgewicht [g] $m_R + m_{st} + m_s$	2449,24						
Gewicht Schale [g] m_s	356,93						
Nassgewicht Boden [g] m_R	1537,24						
Trockengewicht [g] $m_d + m_{st} + m_s$	2202,28						
Trockengewicht [g] m_d	1290,28						
Einbauwassergehalt [%] w	8,86%						
Dichte [g/cm ³] ρ							
Trockendichte [g/cm ³] ρ_d							
Datum	01.09.2014						
Zeit [min] t	10	10	10	11,5	10	10	10
Zeit [s]	600	600	600	690	600	600	600
Durchflussmenge [cm ³] V	61,13	56,66	57,54	71,71	60,9	61,13	56,66
Auslauftemperatur [°C] T	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25
k_T [cm/s] k_T	6,49E-04	6,01E-04	6,11E-04	6,62E-04	6,46E-04	6,49E-04	6,01E-04
k_T [m/s]	6,49E-06	6,01E-06	6,11E-06	6,62E-06	6,46E-06	6,49E-06	6,01E-06
k_{10} [m/s] k_{10}	4,74E-06	4,40E-06	4,46E-06	4,84E-06	4,72E-06	4,74E-06	4,40E-06
Mittelwert k_{10} [m/s] $k_{10, mittel}$	4,63E-06						

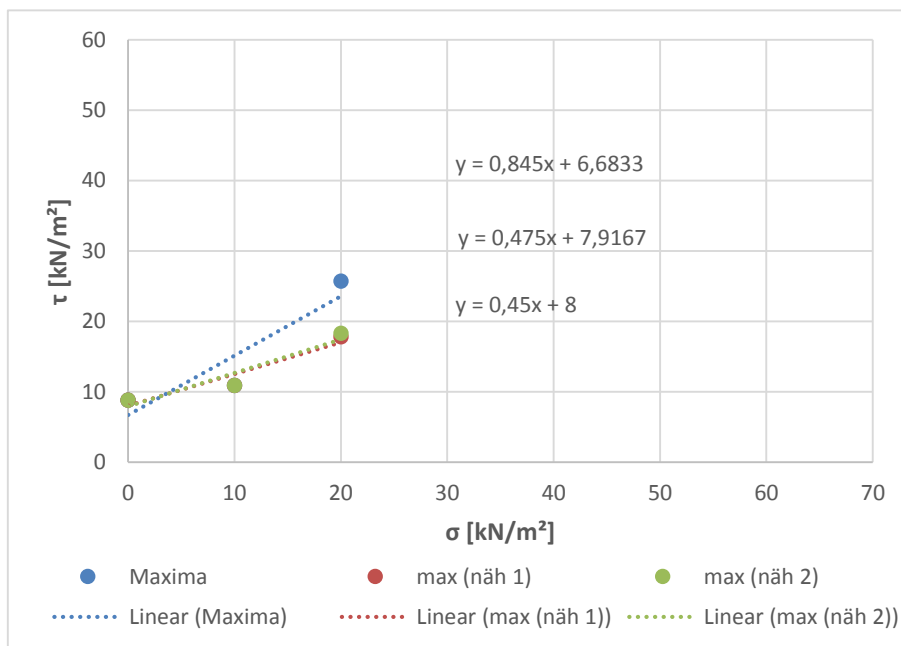
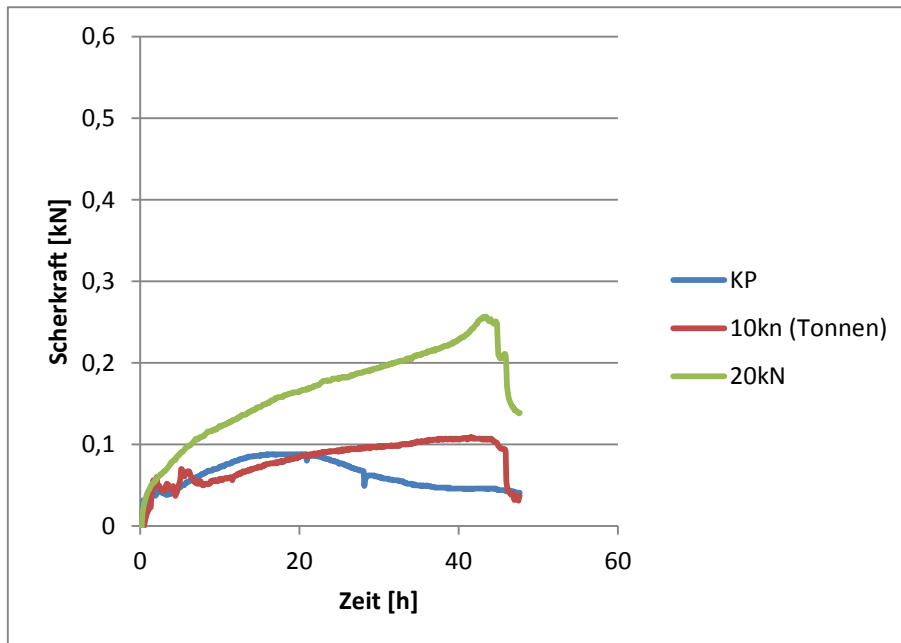
Versuch mit konstantem Wasserdruck

i. Rahmen-Scherversuch

Scherversuch GP 1.3



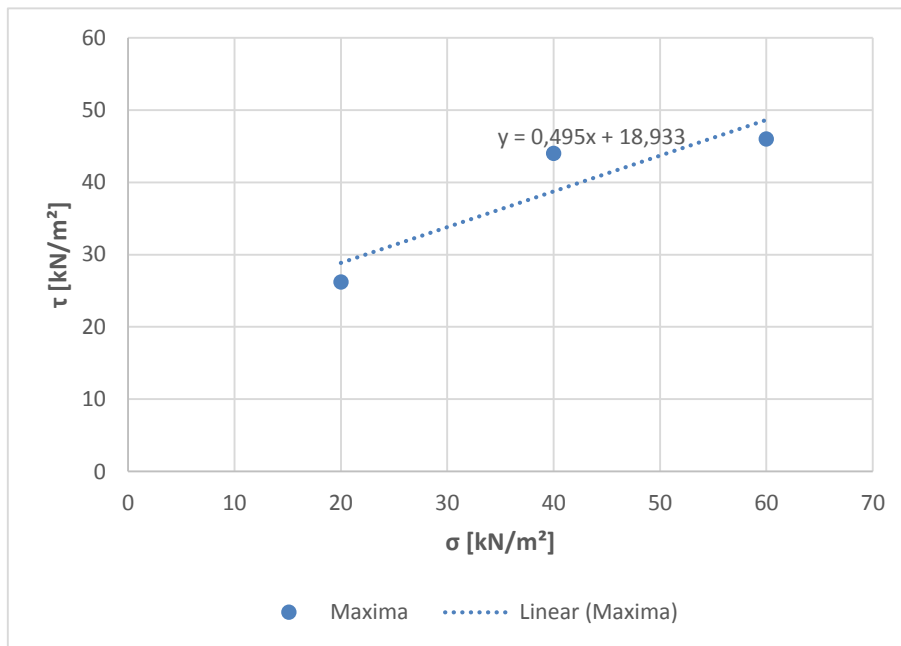
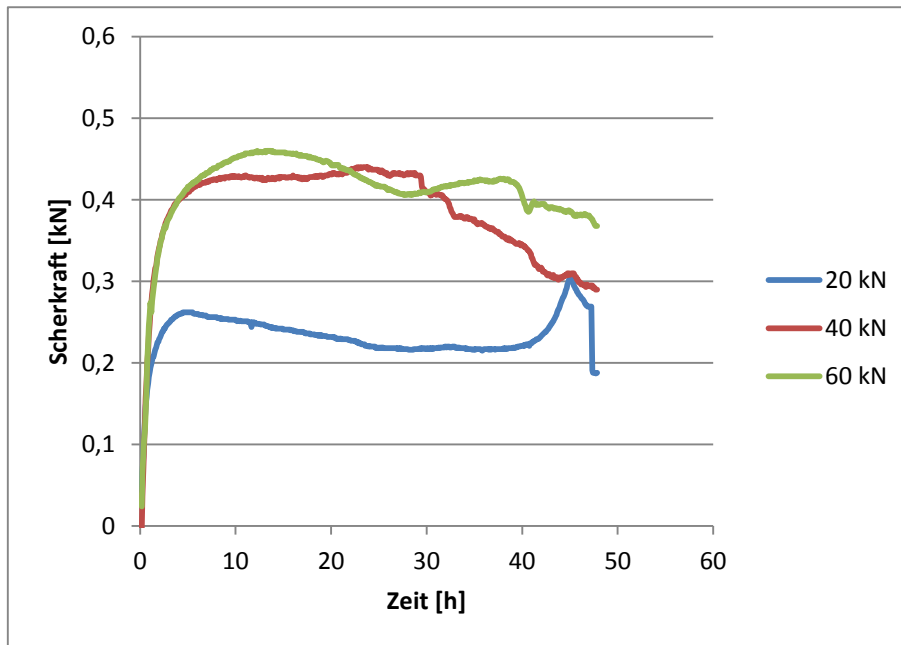
σ [kN/m ²]	20	40	60		
τ [kN(m ²)	25,6	41,7	51,6	c' [kN/m ²]	φ' [°]
				13,633	33,024

Scherversuch GP 2.2

σ [kN/m ²]	0	10	20		c' [kN/m ²]	φ' [°]
τ [kN(m ²)]	8,8	10,9	25,7	Maximas	6,683	40,198
τ [kN(m ²)]	8,8	10,9	17,8	Annäherung 1	7,917	25,408
τ [kN(m ²)]	8,8	10,9	18,3	Annäherung 2	8,000	24,228
					8	25

Bemerkung:

Das Maximum unter 20 kN Auflast stammt von einem eingeklemmten Lappen zum feuchthalten der Proben, daher wurde das Maximum auf zwei verschiedene Weisen angenähert.

Scherversuch GP 3.2

σ [kN/m^2]	20	40	60
τ [kN/m^2]	26,2	44	46

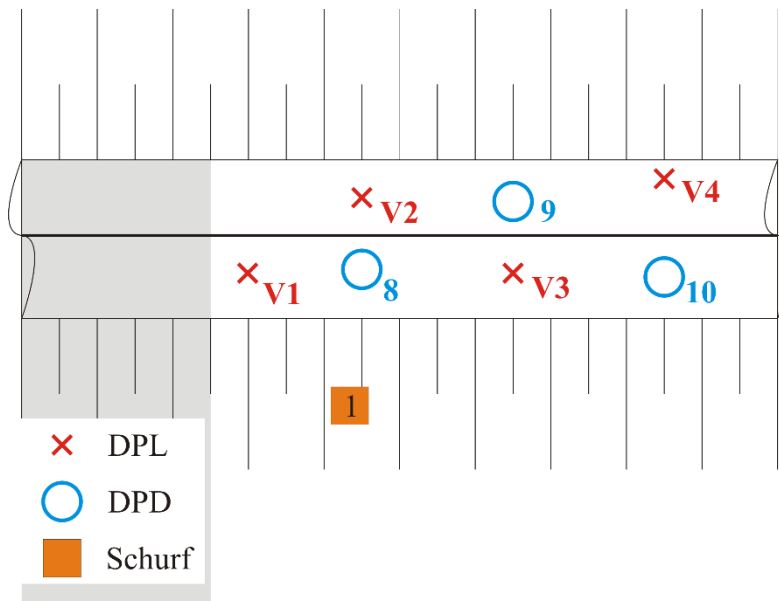
c' [kN/m^2]	φ' [$^\circ$]
18,933	26,335

j. Natürliche Lagerungsdichte

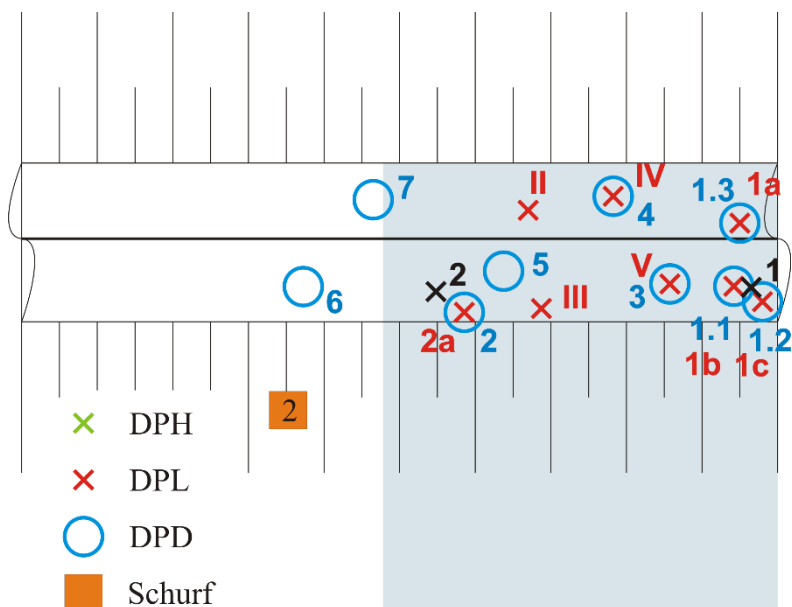
Art der Bestimmung	ρ [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]	V [cm³]	m [g]	m_d [g]
1.2 (C)	1,189	0,967	300	356,76	290,22
1.2 (B)	1,093	0,900	300	327,91	269,90
1.2 (A)	1,412	1,195	300	423,63	358,44
Mittelw. 1.2	1,231	1,021	300	369,43	306,19
1.1 (ug)	1,620	1,319	942,48	1526,90	1243,05
2.2 (ug)	1,490	1,369	942,48	1404,65	1290,28
3.3 (ug)	1,566	1,361	942,48	1475,75	1282,43
Mittelw. (ug)	1,559	1,350	942,48	1469,10	1271,92

Mittelw. ges.	1,395	1,185	621,24	919,27	789,05
---------------	-------	-------	--------	--------	--------

k. Lageplan Felduntersuchungen



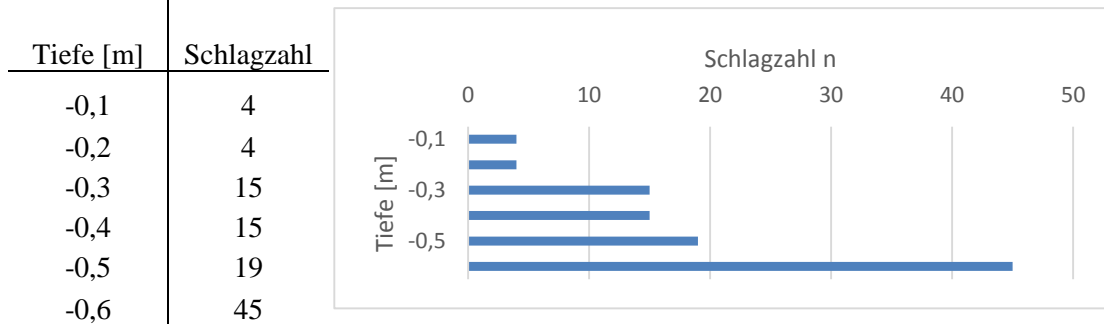
1. Überströmfeld; Bentonitmatte: hellgrau



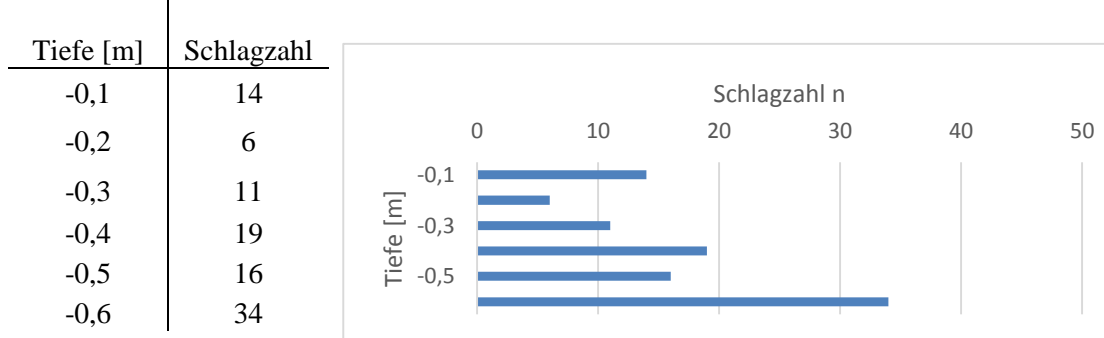
2. Überströmfeld; Überströmstrecke: hellblau

I. Leichte Rammsondierung

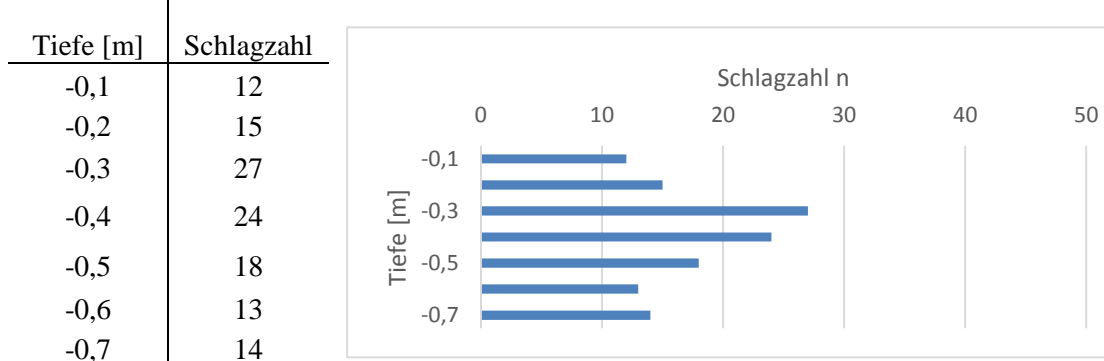
Versuch:	DPL 1A	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPH 1	vor Anker 0,41 m	von Bohle links 1,0 m



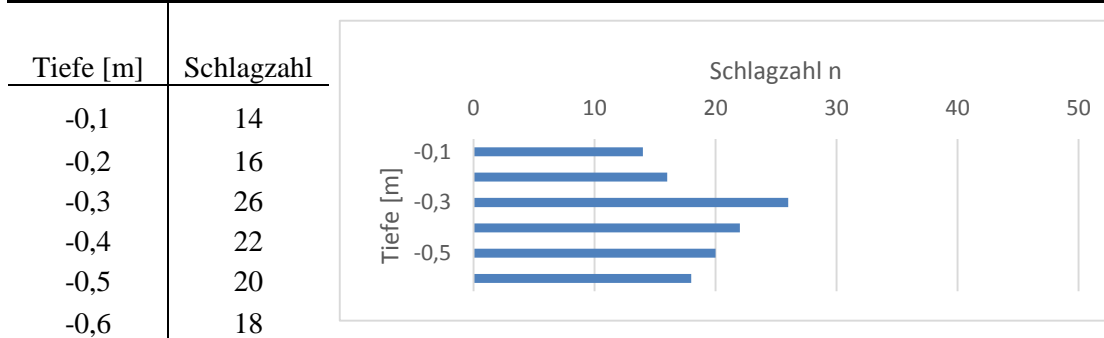
Versuch:	DPL 1B	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPH 1	nach Anker 1,26 m	von Bohle links 1,16 m



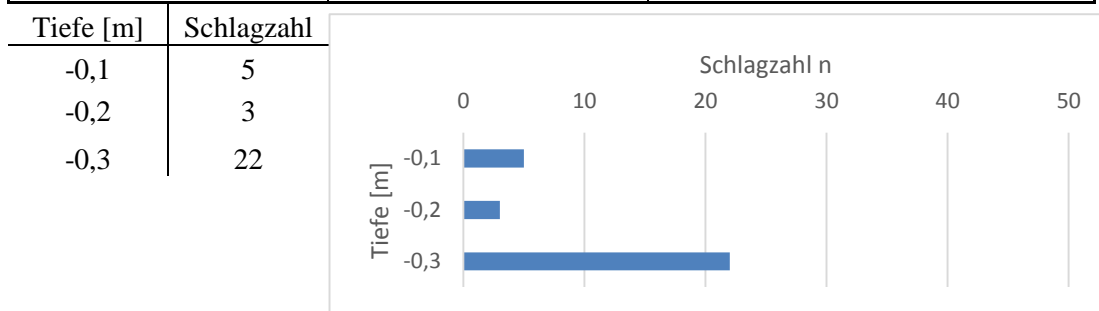
Versuch:	DPL 1C	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPH 1	nach Anker 1,67 m	von Bohle links 0,4 m



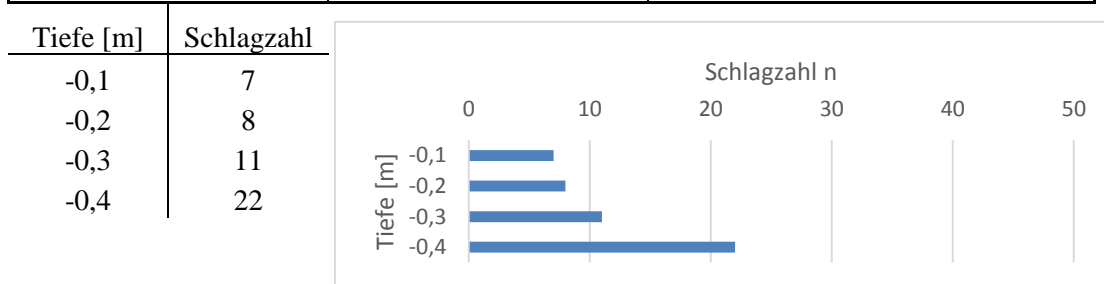
Versuch:	DPL 2A	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPH 2	nach Anker 1,95 m	von Bohle rechts 2,15 m



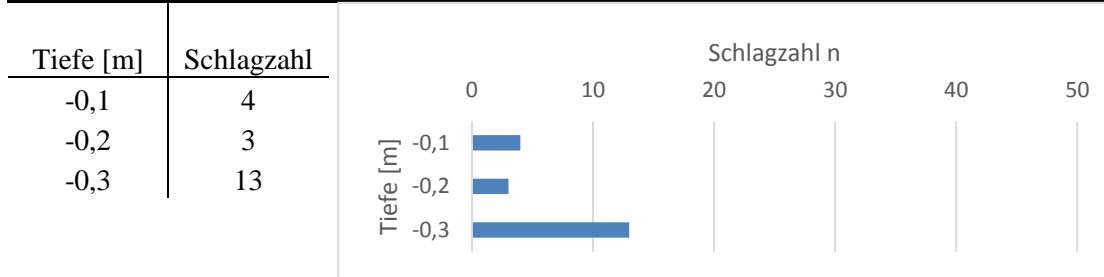
Versuch:	DPL II	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		vor Anker 0,75 m	von Bohle links 6,6 m



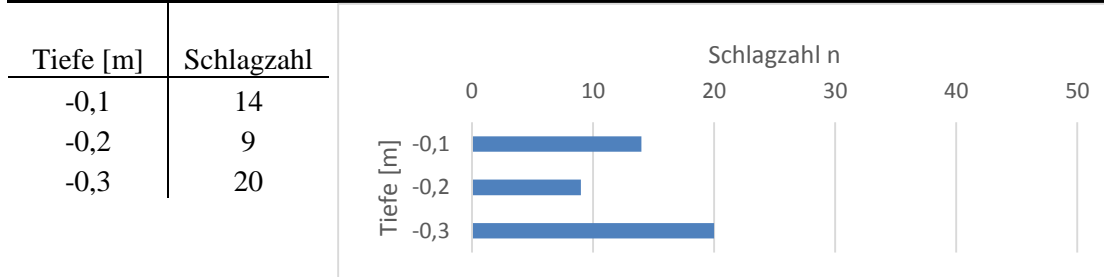
Versuch:	DPL III	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		nach Anker 1,85 m	von Bohle links 6,25 m



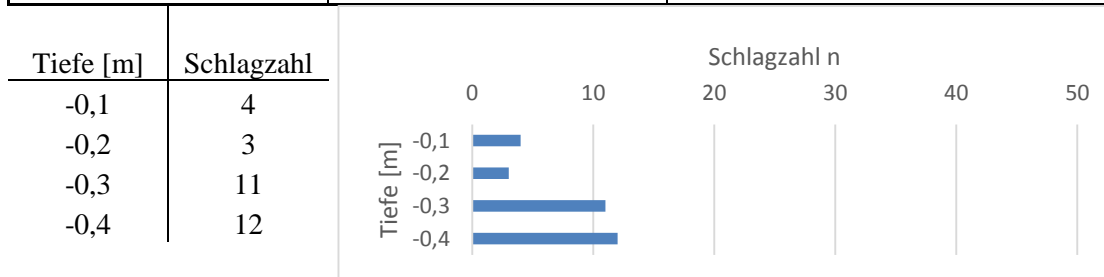
Versuch:	DPL IV	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPD 4	vor Anker 1,12 m	von Bohle links 4,35 m



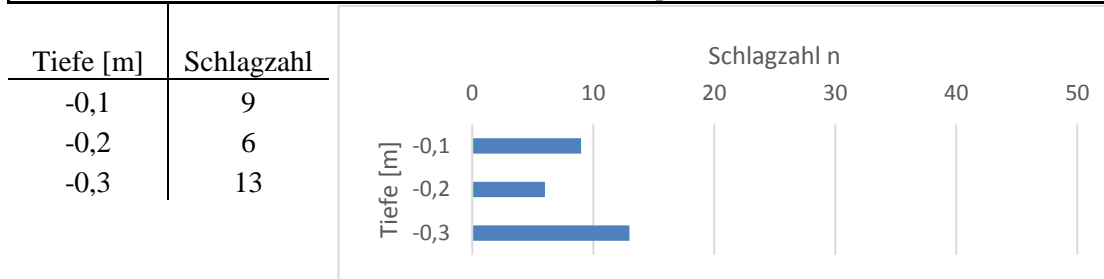
Versuch:	DPL V	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPD 3	nach Anker 1,2 m	von Bohle links 2,85 m



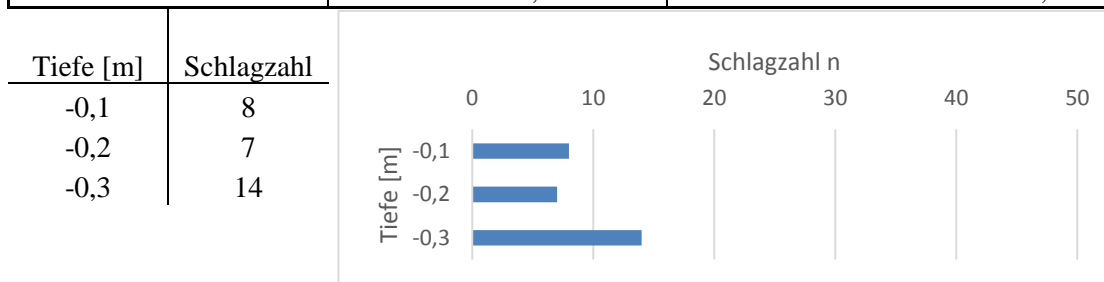
Versuch:	DPL V1	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		nach Anker 1,0 m	von Matte rechts 1,0 m



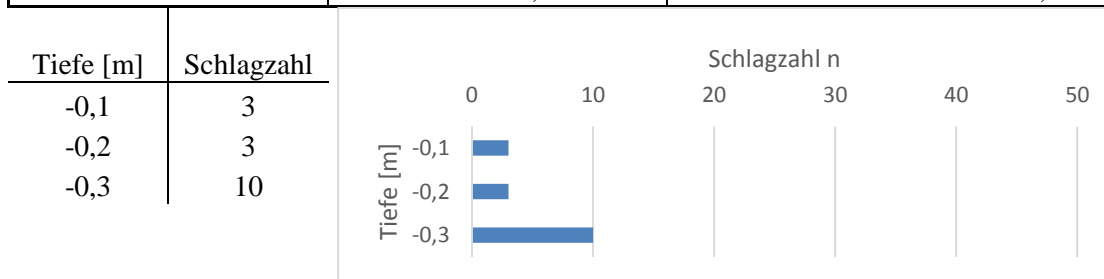
Versuch:	DPL V2	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		vor Anker 1,0 m	von Matte rechts 4,0 m
Bem.: Ehem. Standort einer Aquariwa-Tonne			



Versuch:	DPL V3	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		nach Anker 1,0 m	von Matte rechts 8,0 m



Versuch:	DPL V4	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		vor Anker 1,5 m	von Matte rechts 12,0 m

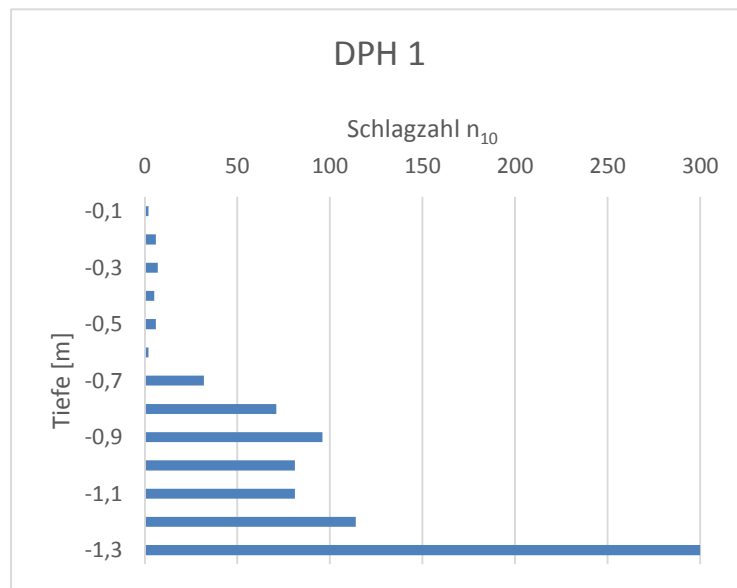


m. Schwere Rammsondierung

Versuch:	DPH 1	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		nach Anker 1,31 m	von Bohle links 0,7 m

Tiefe [m] Schlagzahl

-0,1	2
-0,2	6
-0,3	7
-0,4	5
-0,5	6
-0,6	2
-0,7	32
-0,8	71
-0,9	96
-1,0	81
-1,1	81
-1,2	114
-1,3	300

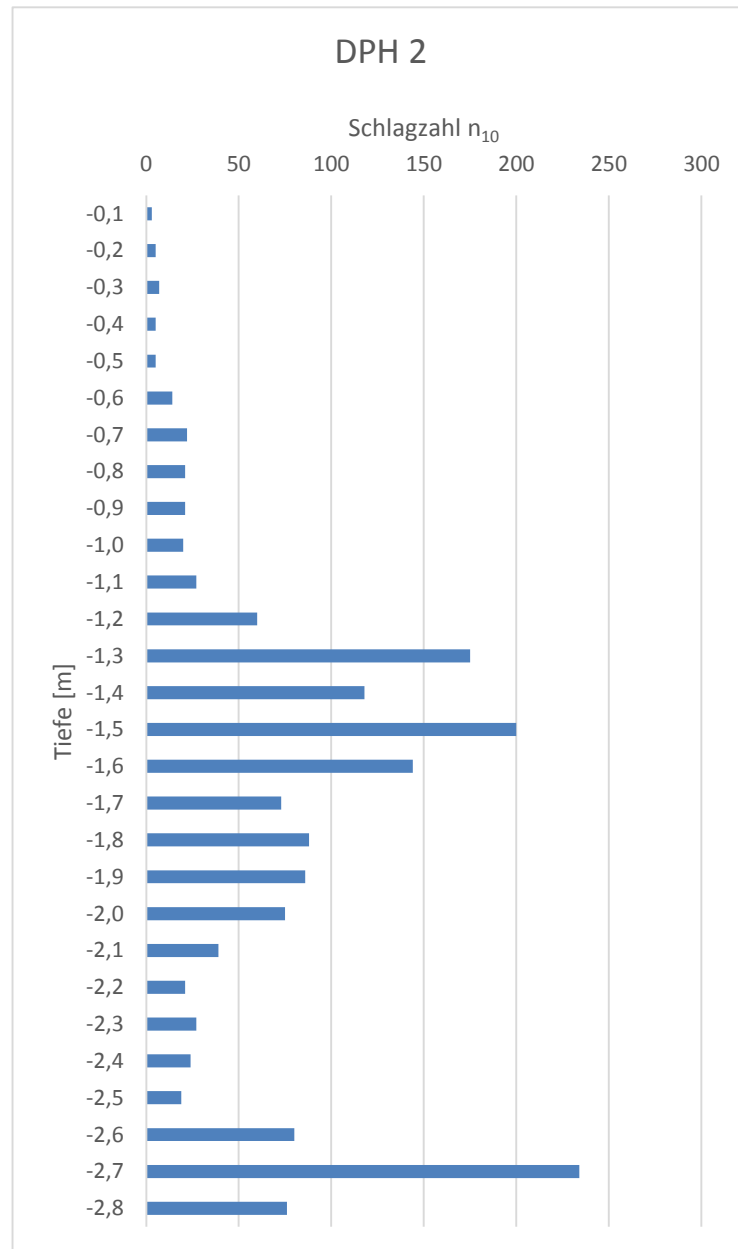


Abbruch, wegen Rammwiderstand

Versuch:	DPH 2	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		nach Anker 1,4 m	von Bohle rechts 1,4 m

Tiefe [m] Schlagzahl

-0,1	3
-0,2	5
-0,3	7
-0,4	5
-0,5	5
-0,6	14
-0,7	22
-0,8	21
-0,9	21
-1,0	20
-1,1	27
-1,2	60
-1,3	175
-1,4	118
-1,5	200
-1,6	144
-1,7	73
-1,8	88
-1,9	86
-2,0	75
-2,1	39
-2,2	21
-2,3	27
-2,4	24
-2,5	19
-2,6	80
-2,7	234
-2,8	76
-2,9	> 59



n. Dynamischer Plattendruckversuch

Versuch:	DPD 1.1	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPL 1B	nach Anker 1,26 m	von Bohle links 1,16 m
$S_1 =$	0,91 mm	$S_2 =$	0,93 mm $S_3 =$ 0,99 mm
$S_m =$	0,942 mm		$E_{vd} =$ 23,89 MN/m ²

Versuch:	DPD 1.2	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPL 1C	nach Anker 1,67 m	von Bohle links 0,4 m
$S_1 =$	0,88 mm	$S_2 =$	0,90 mm $S_3 =$ 0,92 mm
$S_m =$	0,899 mm		$E_{vd} =$ 25,03 MN/m ²

Versuch:	DPD 1.3	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPL 1A	vor Anker 0,41 m	von Bohle links 1,0 m
$S_1 =$	2,40 mm	$S_2 =$	2,55 mm $S_3 =$ 2,44 mm
$S_m =$	2,461 mm		$E_{vd} =$ 9,14 MN/m ²

Versuch:	DPD 2a	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPD 1.3	vor Anker 0,41 m	von Bohle links 1,0 m
$S_1 =$	1,71 mm	$S_2 =$	1,67 mm $S_3 =$ 1,68 mm
$S_m =$	1,686 mm		$E_{vd} =$ 13,35 MN/m ²

Versuch:	DPD 3	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	SL + PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPL 3	nach Anker 1,2 m	von Bohle links 2,85 m
$S_1 =$	0,75 mm	$S_2 =$	0,56 mm $S_3 =$ 0,55 mm
$S_m =$	0,561 mm		$E_{vd} =$ 40,11 MN/m ²

Versuch:	DPD 4	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2	bei DPL 4	vor Anker 1,12 m	von Bohle links 4,35 m
$S_1 =$	3,03 mm	$S_2 =$	3,47 mm $S_3 =$ 4,09 mm
$S_m =$	3,531 mm	$E_{vd} =$	6,37 MN/m ²

Versuch:	DPD 5	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		nach Anker 0,86 m	von Bohle links 7,25 m
$S_1 =$	0,83 mm	$S_2 =$	0,86 mm $S_3 =$ 0,86 mm
$S_m =$	0,849 mm	$E_{vd} =$	26,50 MN/m ²

Versuch:	DPD 6	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		nach Anker 1,27 m	von Bohle links 11,65 m
$S_1 =$	0,44 mm	$S_2 =$	0,44 mm $S_3 =$ 0,44 mm
$S_m =$	0,438 mm	$E_{vd} =$	51,37 MN/m ²
Bem.: Beobachtungspunkt, Außerhalb der Überströmung			

Versuch:	DPD 7	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 2		vor Anker 1,03 m	von Bohle links 10,70 m
$S_1 =$	0,81 mm	$S_2 =$	0,83 mm $S_3 =$ 0,85 mm
$S_m =$	0,829 mm	$E_{vd} =$	27,14 MN/m ²
Bem.: Ehem. Standort einer Aquariwa-Tonne			

Versuch:	DPD 8	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		nach Anker 0,9 m	von Matte rechts 4,0 m
$S_1 =$	3,35 mm	$S_2 =$	3,31 mm $S_3 =$ 3,39 mm
$S_m =$	3,351 mm	$E_{vd} =$	6,71 MN/m ²

Versuch:	DPD 9	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		vor Anker 0,9 m	von Matte rechts 8,0 m
$S_1 =$	2,48 mm	$S_2 =$	2,43 mm $S_3 =$ 2,45 mm
$S_m =$	2,450 mm	$E_{vd} =$	9,18 MN/m ²

Versuch:	DPD 10	Witterung:	wechselhaft (Schnee/bewölkt)
Bearbeiter:	PS	Witterung Vortag:	sonnig (Tauwetter)
Datum:	29.12.2014	geprüfter Baugrund:	Deichkrone
Feld 1		nach Anker 1,1 m	von Matte rechts 12,0 m
$S_1 =$	2,79 mm	$S_2 =$	2,75 mm $S_3 =$ 2,72 mm
$S_m =$	2,751 mm	$E_{vd} =$	8,18 MN/m ²